

摘 要

轨道是由钢轨、轨枕、联结零件、道床等部件组成的复杂结构物，其材料具有不同的力学性质，受力也有很强的随机性和复杂性，这给轨道的设计及力学仿真计算带来了诸多困难。为设计、检算和改进轨道结构，进行轨道力学分析是十分必要的。

本文结合成渝线小半径曲线试验，利用有限元方法对有碴轨道结构进行研究，主要的仿真分析工具是大型有限元分析软件 ANSYS。根据现场试验测试结果，本文分析了在不同的轨道条件下，轨道部件的位移、力、加速度等响应与列车行驶速度的关系，对比说明了轨道强化后各响应指标值的变化，指出了强化轨道的必要性。在对有碴轨道进行的力学研究中，首先，通过对有碴轨道结构各组成部分及结构总体的建模分析，建立了该结构的总体有限元模型，并确定了轨道各部件的参数取值；然后，利用该模型对小半径曲线上的试验工况进行了仿真分析，理论计算与试验结果相近，从而验证了模型的可靠性与合理性；最后，本文对有碴轨道的各种轨道加强措施分别进行了计算，详细分析了不同加强措施的效果，为以后进行轨道强化提供参考；对轨道受极限荷载作用时的强度问题进行了初步的校核，计算结果表明，轨道各部分均满足强度要求。

以上工作表明，应用有限元方法进行有碴轨道结构受力特征的细致分析是可行的，将为进一步开展有碴轨道结构的优化设计与线路强化工作打下了基础。

关键词：铁道工程；有碴轨道；强度；ANSYS；有限元分析

Abstract

Ballasted track is a basic track structure used on the railway lines in china. It is a complex construction, including rail, under-rail pad, sleeper, roadbed and so on. Its material shows different characteristic and receives complex strength that is intensively stochastic and complex. It brings many difficulties to the design of the track and mechanical simulating analysis, however, it is necessary to have a mechanical academic analysis to achieve a good design, examine and improve on the track structure.

Finite Element Method (FEM) is applied in the thesis, and most simulating analysis work is done with ANSYS, which is a large-scale finite element analysis software. The thesis is accomplished on the basis of the experiment taken by the Train and Track Institute Research on the curved track with very small radius. The variational relation between the displacement, force and acceleration of different track structure and the speed of train is analyzed on the basis of the field measurement. And the change of response is also analyzed after the track is strengthened. By the contrast between results from finite element analysis and traditional methods, the superiority of track strength by means of finite element analysis is indicated finally. During the research on the ballasted track structure, the following steps are applied. Firstly, the finite element model of the whole structure is founded, and the parameters of every part of the track are confirmed. Secondly, the model is applied to simulate the experiment taken on the curved track with very small radius. The reliability and the rationality of the model are analyzed and validated based on the results of the contrast between the analysis and field measurement. Finally, various strength measures for ballasted track are calculated and analyzed, and reference is offered for the future track strength. The results show that the strength of the track is sufficient for needs.

The work enumerated above shows that it is feasible to make a detailed analysis on the mechanical features of the ballasted track, and the optimum design of the ballasted track structure may also be done on the basis of such work.

Keywords: Railway engineering; ballasted track; strength; ANSYS; finite element analysis

第 1 章 绪论

1.1 引言

轨道是铁路的主要技术装备之一，是行车的基础。

铁路轨道由钢轨、轨枕、联结零件、道床等主要部件组成，它的作用是引导机车车辆运行，直接承受由车轮传来的巨大压力，并将其传布给路基或桥隧建筑物。轨道必须坚固稳定，并具有正确的几何形位，也就是说，轨道各部分应有正确的几何形状、相对位置和基本尺寸，以确保机车车辆的安全运行。

由钢轨、轨枕和道床组成的轨道结构是世界各国广泛采用的一种传统型式。百余年来，这种结构型式变化不大，其基本特征是用不同力学性质的材料构筑而成。对这种结构来说，虽然力的传递方式是合理的，建筑费用也是经济的，但就其整体性而言，各组成部分之间的联结不够坚固稳定，使用寿命也很不一致。特别是道床的存在，使传统轨道成为一种很不稳定的结构。在列车荷载的重复作用下，产生较大的下沉，通过一定运量后就会出现各种各样的病害，必须加以整修。尽管如此，由于这种轨道结构型式具有投资小、弹性好和易于维修等优点，迄今仍被各国铁路作为一般轨道结构的主要结构型式而普遍使用。

轨道的受力非常复杂，而且有很强的随机性和重复性。大体上可分为垂直于轨面的竖直力，垂直于钢轨轴向的横向水平力和平行于钢轨轴向的纵向水平力^[1]。

正因为如此，轨道设计与应用过程中不免有许多缺陷^[1]。

随着铁路运输向高速、重载方向的发展，运量大、密度高的状况都将对轨道结构提出更多、更新的要求。行车速度愈高，安全问题愈突出，要保证高速列车运行平稳、舒适、不颠覆、不脱轨。运载重量愈大，轮轨之间的动力作用越强，对轨道结构的破坏作用也越严重^[3,4]。

为了更加科学合理地改进轨道的设计，对轨道结构进行力学分析是非常必要的。轨道结构力学分析是设计、检算和改进轨道结构的理论基础。

对轨道结构进行力学分析，就是应用力学的基本理论，结合轮轨相互作用的原理，分析轨道在机车车辆不同的运营条件下所发生的动态行为，即它的内力和变形分布。对主要部件进行强度检算，以便加强轨道薄弱环节，优化轨道工作状态，提高轨道承载能力，最大限度地发挥既有轨道的潜能，以尽可能少的投入取得尽可能高的效益。此项工作还可以对轨道结构参数进行最佳匹配设计，为轨道结构的合理配套和设计开发新型轨道结构类型及材料提供理

论依据。研究轨道的力学特性,寻求降低轨道破坏的途径,对于保证轨道的强度和稳定,减少维修工作量,延长设备使用寿命都具有十分重要的现实意义。对轨道结构特性的研究,世界各国多采用仿真分析的方法,出现了各种计算模型^[5-11]。

铁路轨道结构静力计算可以了解在静荷载作用时轨道的受力与变形情况,检算无缝线路的强度以确定锁定轨温,考察线路在超大荷载作用下线路的承载能力等^[12-14]。

1.2 轨道力学及相关学科发展概况

1.2.1 轨道静力学研究现状

目前,对于铁路轨道结构静力学的研究,国内外的铁路轨道计算规程及教科书,多将连续基础上无限长梁及弹性点支承无限长梁两种力学模型与计算公式并列。

在弹性点支承连续梁差分方程解法方面,谢天辅研究员独具匠心,做了大量的工作,把采用弹性点支承连续梁比连续弹性基础上无限长梁力学模型优越的道理也论述的非常详尽。

连续弹性基础上无限长梁的力学模型采用的是微分方程的解析解法,弹性点支承连续梁是差分方程解法,其仍然是建立在连续梁弹性方程的基础上,而对连续梁一些离散点的弯矩及支点反力进行分析。它与微分方程的方法并无实质性的差别。使用差分方程方法,尽管可以编制程序借助计算机计算,可以计算出一套实用、简捷的钢轨弯矩和轨枕反力影响值表,但是计算机程序不过是指令计算机按差分方程解析解的计算公式进行计算。所谓简捷只是与手算比较而已。

差分方程解法的计算公式是颇为繁杂的。它按计算参数 $K = \frac{DL^3}{24EI} < 6, = 6, > 6, = \infty$ 分为四套不同的公式。随着荷载作用点的位置不同(作用在跨度中点;跨间非中点;弹性支点上)又各有不同的计算公式。对于每一种情况,当若干荷载同时作用时,则需对每个荷载作用下的钢轨位移,弯矩和支点反力单独计算,然后再叠加相应的计算结果。

差分方程解法,只限于等跨、均截面和所有支点刚度系数均等于同一参数的连续梁的计算。对于钢轨接头的强度计算相当麻烦。虽对单个支点失效,或连续的若干个支点失效,对单个支点的部分失效或增效的特殊轨道强度问题也可以计算,但却是相当烦琐的。然而对于铁路轨道的重要部件混凝土轨枕和道岔尖轨—变截面有限长梁的强度问题则不能计算。对于相互隔开的支点失效及连续的若干支点不同程度的失效问题也不能计算。

1.2.2 数值模拟技术的应用

在工程技术领域中有许多力学问题和场问题,例如固体力学中的应力应变场和位移场分析、传热学中的温度场分析、流体力学中的流场分析以及电磁学中的电磁场分析、振动模态分析等,都可以看作是在一定的边界条件下求解其基本微分方程的问题。虽然人们已经建立了它们的基本方程和边界条件,但只有少数简单的问题才能求出其解析解。对于那些数学方程比较复杂,物理边界形状又不规则的问题,采用解析法求解在数学上往往会遇到难以克服的困难。通常对这类问题,往往需要借助于各种行之有效的数值计算方法来获得满足工程需要的数值解,这就是数值模拟技术。

在建筑结构的科学研究与实际工程应用中,数值模拟技术也发挥着举足轻重的作用。由于实际建筑结构体积庞大、价格昂贵,科学研究中很难或很少进行实际建筑结构模型的试验,这样,大型的模拟仿真软件在建筑结构领域尤显得重要。在实际工程领域,用数值模拟技术对结构进行受力和响应分析,就能在设计 and 施工前预知建筑结构的危险区段,预测结构的大概破坏情况,从而采取措施解决。

目前在工程实际应用中,常用的数值求解方法有:有限单元法、有限差分法、边界单元法和加权残数法等。但是从实用性和使用范围来说,有限单元法则是随着计算机的发展而被广泛应用的一种有效的数值计算方法。利用有限元方法可以很方便地计算铁路轨道结构的所有强度问题。

1.2.3 有限单元法的发展与应用

有限单元法的基本思想最早出现于20世纪40年代初期,但是直到1960年,美国的克拉夫(Clough R·W)在一篇论文中首次使用“有限元法”这个名词。在20世纪60年代末70年代初,有限单元法在理论上已基本成熟,并开始陆续出现商业化的有限元分析软件。

有限元法的出现与发展有着深刻的工程背景。20世纪40~50年代,美、英等国的飞机制造业有了大幅度的发展。随着飞机结构的逐渐变化,准确地了解飞机的静态特性和动态特性越显得迫切,但是传统的设计分析方法已经不能满足设计的需要,因此工程设计人员开始寻找一种更加适合分析的方法,于是出现了有限元法的思想。

有限单元法的基本思想是将连续的结构离散成有限个单元,并在每一个单元中设定有限个节点,将连续体看作是只在节点处相连接的一组单元的集合体;同时选定场函数的节点值作为基本未知量,并在每一单元中假设一近似插值函数以表示单元中场函数的分布规律;进而利用力学中的某些变分原理去建立用以求解节点未知量的有限元法方程,从而将一个连续域中的无限自由度问题化为离散域中的有限自由度问题。一经求解就可以利用解得的节点值和设定的插值函数确定单元上以至整个集合体上的场函数。

由于单元可以设计成不同的几何形状,因而可灵活地模拟和逼近复杂的求解域。显然如果插值函数满足一定要求,随着单元数目的增加,解的精度会不断提高而最终收敛于问题的精确解。虽然从理论上说,无限制地增加单元的数目可以使数值分析解最终收敛于问题的精确解,但是这却增加了计算机计算所耗费的时间。在实际工程应用中,只要所得的数据能够满足工程需要就足够了。因此,有限元分析方法的基本策略就是在分析的精度和分析的时间上找到一个最佳的平衡点。

相对于其它工程分析计算方法而言,有限元方法具有一定的优越性。如有限元方法对于复杂结构的分析十分有效,因其是利用离散化将无限自由度的连续力学问题变为有限单元节点的计算。虽然它的解是近似的,但适当选择单元的形状与大小,可使近似解达到满意的程度。有限元方法的另一个优点,在于引入边界条件的方法简单,边界条件不需要进入单个有限元的方程,而是求得整个集合体的代数方程再引入,所以可以对内部和边界上的单元都采用相同的场变量函数,而且当边界条件改变时,场变量函数不需要改变,这对编制通用化的程序带来了极大的简化。

有限元方法不仅适用于复杂的几何形状和边界条件,而且能处理各种复杂的材料性质问题,例如材料的各向异性、非线性、随时间或温度而变化的材料性质问题。另外,它还可以解决非均匀连续介质问题。总之,有限元方法的应用极为广泛。在本文所建立的有碴轨道结构的有限元模型中,就涉及到了金属材料、橡胶材料、混凝土材料、道碴、土壤等各种线性和非线性材料。当然,由于混凝土、道碴和土壤等材料的性质十分复杂,它们在复杂应力条件下的本构关系仍不十分清楚,对于它们能够普遍适用的强度理论等有关理论截至目前仍未建立。因此,有限元方法在这方面的应用还处于一个探索性的阶段,今后有更多的工作去做。

虽然有限元方法有诸多优势,但程序编制复杂,编制周期较长,需要深厚的专业基础与计算机编程基础,而利用大型通用有限元商用分析软件 ANSYS 可以解决这个问题^[5]。

1.2.4 有限元软件 ANSYS 的发展

ANSYS 程序是由美国 ANSYS 公司开发的一个功能强大的灵活的设计分析、优化及融结构、热、流体、电磁、声学于一体的大型通用有限元商用分析软件,可广泛应用于核工业、铁道、石油化工、航空航天、机械制造、能源、汽车交通、国防军工、电子、土木工程、造船、生物医学、轻工、地矿、水利、日用家电等一般工业及科学研究。ANSYS 公司成立于 1970 年,总部位于美国宾夕法尼亚州的匹兹堡,目前是世界 CAE 行业最大的公司。其创始人 John Swanson 博士为匹兹堡大学力学系教授、有限元界的权威。他洞察了计算机模拟工程商品化的发展,把握住了有限元软件发展的方向,使 ANSYS 公司在同行业中一直处于领先地位。

ANSYS 软件的最初版本与今天的版本相比已有很大的区别,它仅仅提供了热分析及线性结构分析功能,是一个批处理程序,只能在大型计算机上使用。20 世纪 70 年代初,非线性、子结构以及更多的单元类型的加入;20 世纪 70 年代末,图形技术和交互式操作方法的应用使得 ANSYS 程序法得到了很大的改善,前后处理技术进入了一个崭新的阶段。

今天,ANSYS 软件更加趋于完善,功能更加强大,使用更加便捷。最新版本 ANSYS5.7 版本的推出对显式动力分析(LS-DYNA)、概率设计系统(PDS)、计算流体动力学功能以及多物理场功能均作了很大的改进与提高。该软件还提供了一个不断改进的功能清单,具体包括:结构高度非线性分析、电磁分析、计算流体动力学分析、设计优化、接触分析、自适应网格划分、大应变/有限转动功能以及利用 ANSYS 参数设计语言(APDL)的扩展宏命令功能。

基于 Motif 的菜单系统使用户能够通过对话框、下拉式菜单和子菜单进行数据输入和功能选择,方便用户操作。在产品设计中,用户可以使用 ANSYS 有限元软件对产品性能进行仿真分析,发现产品问题,降低设计成本,缩短设计周期,提高设计的成功率。

ANSYS 软件能与大多数 CAD 软件实现数据共享与交换,如 Pro/Engineer、NASTRAN、Alogor、LDEAS 和 AutoCAD 等,它是现代产品设计中高级的 CAD/CAE 软件之一。

1.3 本论文的主要工作

长期以来,对轨道的静力学特性研究大都采用的是传统的计算方法,但传统的差分法只限于等跨、均截面和所有支点刚度系数均等于同一参数的连续梁的计算,具有很大的局限性。而随着计算机的逐渐普及和当前数值计算方法的不断发展,有限元方法在工程领域中得到了愈来愈广泛的应用,它能较为全面、更加准确地再现轨道的受力变形过程,提高认识的深度。本文运用大型有限元通用软件 ANSYS,并结合现场试验,对轨道受力变形状态进行了仿真计算。主要作了以下几方面的工作。

1. 根据有碴轨道结构的具体形式,进行了轨道结构的有限元模型的建模分析工作,对模型中涉及到的每一部件都加以介绍分析,确定了模型理论上的可行性。
2. 由以上分析的结果,建立了有碴轨道的有限元模型。
3. 对相同工况下不同类型的轨道结构形式及轨道加固措施进行了仿真计算,根据计算结果,对比分析了轨道加强前后受力状态的差异,指出了不同措施对轨道的影响与效果,为以后轨道加强措施的应用提供了参考。
4. 简要介绍了现场试验的条件,对试验测试结果进行了较详细的对比分析,总结了轨道受力变形与行车速度的变化规律,明显看出轨道结构强化前后受力变形的差异。

5. 结合现场测试结果,对有碴轨道进行了仿真计算,对比两者得出的结果,两者吻合较好。验证了模型的合理性与可靠性。

最后,对有碴轨道的强度问题进行了初步的探索,并在该结构受极限设计载荷作用时,对轨道各部件进行了强度校核,结果表明,轨道各部件的强度指标都满足其强度要求。

第 2 章 有限单元法与 ANSYS

本论文基于有限元法的基本思想，主要运用大型通用商用软件 ANSYS 完成。本章将从这两个方面简要介绍有限元的基本知识。

2.1 有限单元法

在实际工程中，有许多问题应用经典理论的解析法去求解，不是困难重重就是无法获解。例如复杂形状的杆件或零件应力变形问题，复杂结构物的静力及强度问题，物体及结构物非线性大变形问题等。按照过去的办法往往先设法去简化这些物体或结构物的外形等，使它能达到用解析法求解的地步，求得了线性近似解，然后引入一定的安全系数以确保结构物安全。这样的解决办法既离开了结构物真正变形情况又浪费了材料。近年来由于计算机技术的发展，已逐步趋向于采用更为有效的数值计算方法来解决工程问题，有限元法就是其中的一种。

有限元法是一种可以获得许多工程问题近似解的数值计算方法，最初用于研究航空结构物的强度问题，后来逐渐发展并推广用于其它工程技术问题领域。特别用于有关工程问题中的连续体的力学问题，成为能解决过去解析方法难于解决问题的重要方法。

2.1.1 有限单元法基本理论

将拟分析的连续物体假想地分割成为有限个分块，用所有的分块的集合体表示原来的物体，籍此方便地建立起单元内力参量与未知量的关系式，集合成结构分析方程。把结构物化分成为若干单元的步骤称为将物体或结构物离散化。

物体或结构物离散化后，每个单元中的一些物理量，如位移、应变等在单元中的变化有可能采用一些逼近原函数的近似函数予以描述。在有限元位移法中，就以一定的函数去表示单元内的位移或位移场。这些函数称为位移模式或位移函数。所以有限元方法中分析的已不是原有的物体或结构物，而是一个有同样材料的多数单元以一定方式连接成的与原物体形状接近的离散物体。因此，有限元法分析中所获得的物体或结构物的应力变形等结果只是近似的。当物体或结构物被正确的划分成为非常多的单元时，则所求得解也就非常逼近真实的解。

在有限元方法中普遍地应用多项式函数作为近似函数，原因是多项式的数学运算如微分、积分等比较容易；此外，在一个单元中适当地迭加各次多项式可以得到与原函数较为接近的近似解。

在建立单元的位移模式方面，通常有两种方法，一是广义坐标法，二是插

值函数法。

广义坐标法。例如一维单元的位移模式 $u(x)$ 可表示为:

$$u(x) = a_0 + a_1x + a_2x^2 + \Lambda + a_nx^n \quad (2-1)$$

$u(x)=u$ 即为单元中的位移, a_i ($i=0,1,2,\dots,n$) 是待定的参数, 称为广义坐标。 a_i 为广义坐标, 是因为 a_i 并不真正地表示单元的节点位移, 它们实际上是一些节点位移的组合。多项式项数则决定于单元的自由度, 一个单元的自由度是这个单元所有节点的自由度的总和。

插值函数法。将单元的位移模式表达成为各个节点位移乘上一一定的插值函数的积的和。插值函数变化量的幅度, 一般在 -1 到 $+1$ 之间, 其幅值大小则视坐标位置而定, 但在节点上的值为 1 或 0 。例如一维单元, 以插值函数表示的位移模式为:

$$u(x) = \sum_{i=1}^n N_i u_i = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + \Lambda + N_n u_n \quad (2-2)$$

式中 N_i —插值函数 ($i=1,2,3,\dots,n$)。

一般用拉格朗日多项式作插值函数, 或用汉弥登多项式作插值函数, 也有用面积坐标、体积坐标等形函数作插值函数。

二维单元以插值函数表示的位移模式为:

$$u = \sum_{i=1}^n N_i u_i = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + \Lambda + N_n u_n \quad (2-3)$$

$$v = \sum_{i=1}^n N_i v_i = N_1 v_1 + N_2 v_2 + N_3 v_3 + \Lambda + N_n v_n \quad (2-4)$$

式中 u_i 、 v_i —节点位移。

在这两种单元位移模式中, 前者使用广泛, 但后者优点较多。例如用广义坐标法建立位移模式时, 求广义坐标 $\{a_i\}$ 的计算过程需计算一些矩阵的逆阵, 如果矩阵是奇异的, 其逆阵并不存在, 则显然有了局限性。而且广义坐标 $\{a_i\}$ 的含义不明也是一个缺点。

选择单元的位移模式在有限元法中是一个比较关键性的问题。一般要求所选择的位移模式必须保证单元内物理量的连续性, 单元之间的协调性, 完备性及整个解的收敛性。

单元的性质指单元的力学性质刚度和柔度。刚度是指单元某一节点在一定方向的单位节点位移引起的节点力。柔度是指单元某一节点在一定方向的单位节点力引起的节点位移。

对于二维或三维单元情况, 例如在弹性平面问题三角形等应变单元中, 三个顶点即为节点。以及分别表示各方向的位移, 及分别表示各方向的力。则共有六个节点位移 u_i 、 v_i 、 u_j 、 v_j 、 u_k 、 v_k 和六个节点力 X_i 、 Y_i 、 X_j 、 Y_j 、 X_k 、 Y_k 。

它们之间的关系可以表示为:

$$\begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \\ X_j \\ Y_j \\ X_k \\ Y_k \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ & & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ & \text{对称} & & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ & & & & k_{55} & k_{56} \\ & & & & & k_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{Bmatrix} \quad (2-5)$$

或写成为:

$$P = K \cdot \delta \quad (2-6)$$

式中 矩阵 K —刚度矩阵, 其中 K_{ij} ($i, j=1, 2, \dots, 6$) 称为刚度系数;
矩阵 P —节点力列矩阵。

上面两式分别乘以 K^{-1} 之后得:

$$\delta = F \cdot P \quad (2-7)$$

式中 $F = K^{-1}$ 。

F 称为柔度矩阵, 可见它是刚度矩阵 K 的逆矩阵。在有限元位移法中要求单元刚度矩阵, 在有限元力法中要求柔度矩阵, 有限元混合法中两者都要求。刚度矩阵和柔度矩阵可以利用直接法、变分法、虚功原理、加权参数法等方法求得。

所谓物体的总性质方程组指表达整个离散物体上的所有节点力与所有节点位移的关系式组成的方程组。总性质方程组, 往往数目庞大, 可能有几十个、几百个、以至于成千上万个, 解这些代数方程组需运用一定的数学计算方法, 解出其中的场变量未知数。如果方程组是线性的, 可应用一些标准的解线性方程组的解法; 如果是非线性的, 则需利用一些解非线性方程组的方法予以解决。

解出场变量的未知量后, 还需计算问题中需要计算的量, 例如主应力、主方向和应力集中系数等。

有限元法三维问题。在下面的有限元分析中, 将使用三维有限元单元, 首先对三维有限元问题作简要介绍。

有限元法解三维问题, 其原理与方法实际上与平面问题的有限元方法相似, 首先将实际连续的三维结构物离散成为有限个三维单元 (一般是四面体或六面体), 各个单元仅在若干节点处与其它单元的节点联接, 而所有作用于物体上的力也同样等效地移植到单元的节点上。一般地, 每个节点的自由度取其三个位移。四面体单元 $ijkl$ 有四个节点, 便有 12 个位移, 即 $u_i v_i w_i, u_j v_j w_j, u_k v_k w_k, u_l v_l w_l$ 。使用位移法时, 这些位移量便为结构的基本未知量。也有些三维单元节点的自由度除了取其位移外, 还取位移导数。

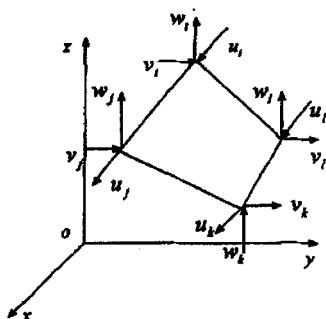


图 2-1 四面体单元

类似于平面问题，三维单元内部任意点的位移模式有两种表示方法。一种是广义坐标法

$$\begin{cases} u = \sum_{i=1}^n \alpha_i x^n y^m z^l \\ v = \sum_{i=1}^n \beta_i x^n y^m z^l \\ w = \sum_{i=1}^n \gamma_i x^n y^m z^l \end{cases} \quad (2-8)$$

式中 α_i 、 β_i 及 γ_i —单元的广义坐标， $i=1, 2, \dots, n$;

u 、 v 及 w —节点位移值。

另外一种表达方式为插值函数法

$$\begin{cases} u = \sum_{i=1}^n N_i u_i \\ v = \sum_{i=1}^n N_i v_i \\ w = \sum_{i=1}^n N_i w_i \end{cases} \quad (2-9)$$

首先建立起单元节点力 F 与节点位移 δ 的关系式

$$k_e \delta_e = F_e \quad (2-10)$$

式中 k_e —单元的刚度矩阵;

δ_e —节点位移向量;

F_e —节点力向量。

根据三维问题中弹性体应变与位移的关系可以得到:

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \cdot \delta = B_i \cdot \delta \quad (2-11)$$

$$\text{式中 } \varepsilon^T = \{\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \varepsilon_z \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{zx}\} \\ \delta^T = [u \quad v \quad w]$$

δ 与节点位移 δ_e 的关系为:

$$\delta = N \cdot \delta_e \quad (2-13)$$

则有:

$$\varepsilon = B_i N \cdot \delta_e \quad (2-14)$$

即:

$$\varepsilon = B \cdot \delta_e \quad (2-15)$$

式中 B —应变矩阵。

由三维问题的广义虎克定律可以得到应力 σ 与应变 ε 的关系为:

$$\sigma = D \cdot \varepsilon \quad (2-16)$$

$$\text{式中 } \sigma^T = [\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx}];$$

D —弹性矩阵。

由以上两式, 可以将单元的应力 σ 与单元的节点位移 ε 联系起来, 也就是说, 通过单元的节点位移变化可求得单元的应力。

在确定了节点位移向量各分量的次序后, 即可对每个单元的刚度系数进行组合迭加, 组成结构物的刚度矩阵 K_s 。并根据节点上外力 F_s 只与内力平衡的条件列出代数方程组

$$F_s = K_s \cdot \delta_e \quad (2-17)$$

将边界条件及载荷等已知量代入方程组即可解出 δ_e 。

2.1.2 非线性问题的解决

本文所建立的模型是典型的非线性模型, 具体来说材料非线性的模型, 主要是模型中所用到了材料如混凝土、道碴、土壤等各向异性塑性材料的应力

—应变性质人们不能准确的描述，其问题的求解也比较困难。

1. 各向异性塑性的基本理论

在 ANSYS 中，各向异性塑性选项使用希尔屈服准则^[6]，考虑了材料三个正交方向上的屈服强度不同，同时也考虑了拉伸和压缩状态下屈服强度的不同。在应力空间中，屈服面是一个经过移动的变形圆柱面，其大小随塑性应变而胀缩，如下图所示。

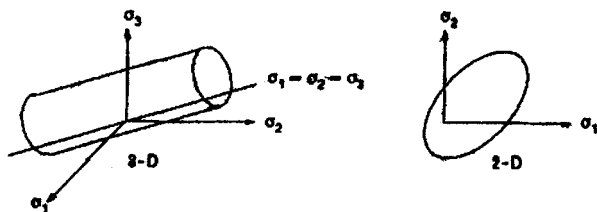


图 2-2 各向异性材料的屈服面
对各向异性材料，其等效应力按下式计算：

$$\sigma_e = \frac{1}{3} \{\sigma\}^T [M] \{\sigma\} - \frac{1}{3} \{\sigma\}^T \{L\} \quad (2-18)$$

上式中， $[M]$ 为描述屈服面应力随方向变化的矩阵， $\{L\}$ 考虑了拉伸与压缩状态下屈服强度的不同，与屈服面的移动有关。其屈服准则可表示为：

$$3F = \{\sigma\}^T [M] \{\sigma\} - \{\sigma\}^T \{L\} - 3K \quad (2-19)$$

其中， K 为表示屈服强度的材料参数。 $[M]$ 可推得为：

$$[M] = \begin{bmatrix} M_{11} & M_{12} & M_{13} & 0 & 0 & 0 \\ M_{12} & M_{22} & M_{23} & 0 & 0 & 0 \\ M_{13} & M_{23} & M_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_{66} \end{bmatrix} \quad (2-20)$$

通过计算所有可能的单轴应力条件下的屈服准则，可以推导出 $[M]$ 的分量为：

$$M_{ij} = \frac{K}{\sigma_{+j} \sigma_{-j}} \quad (2-21)$$

式中 σ_{+j} 和 σ_{-j} 分别是 j 方向的拉伸和压缩强度，均取正值。

强度差别矢量可表示如下：

$$\{L\} = [L_1, L_2, L_3, 0, 0, 0]^T$$

各向异性材料使用随动强化作为强化准则，屈服强度将随材料中所有的塑性性能增加而增加，塑性功增量可表示为：

$$\Delta \kappa = \{\sigma^0\}^T \{\Delta \epsilon^p\} \quad (2-22)$$

其中 σ^0 表示增量段的平均应力。

2. 非线性问题的解法

一般来说，通过试探和迭代求解一系列线性问题，最终获得非线性问题的近似解^[7]。

工程上常用的一种近似的非线性求解是将载荷分成一系列的载荷增量，即载荷增量法。在每一个增量的求解完成后，继续进行下一个载荷增量之前，调整刚度矩阵以反映结构刚度的非线性变化。为满足收敛性的要求，每次增加的载荷量要适当小。但非常遗憾的是，纯粹的增量近似不可避免地要随着每一个载荷增量积累误差，导致结果最终失去平衡。ANSYS 程序通过使用适用于高度非线性问题的牛顿-拉普森法(N-R)平衡迭代法克服了这种困难，它迫使在每一个载荷增量的末端解达到平衡收敛（在某个容限范围内）。并采用二分法来加强问题的收敛性，即无论何时平衡迭代失败，二分法将把时间步或子步分成两半，然后从最后收敛的子步开始重新算起，若再次失败，二分法将再次分割时间步重新开始，持续这一迭代过程直到获得收敛解。具体过程如下：

设有矩阵方程

$$k'(u_i)\Delta u = \Delta p \quad (2-23)$$

式中 k' —增量步开始时的切线刚度矩阵；

Δu —位移增量；

Δp —载荷增量。

$$\text{解得 } \Delta u = \Delta u_1 \quad (2-24)$$

下一次迭代（再循环）有：

$$k'(u_i + \Delta u_1)\Delta u = R_1 = P - I \quad (2-25)$$

式中 P —外部节点载荷矢量，

I —内部节点载荷矢量。

$$\text{解得 } \Delta u = \Delta u_2 \quad (2-26)$$

依次进行下去，即在每次求解之前，N-R 法估算出残差矢量，这个矢量是回复力（对应于单元应力的载荷）和所加载荷的差值，然后使用非平衡载荷进行线性求解，且核查收敛性。如果不满足收敛准则，重新估算非平衡载荷，修改刚度矩阵，获得新解。持续这种迭代直到问题收敛。

经反复迭代，得

$$\left. \begin{aligned} \Delta u &= \Delta u_n \\ u_{i+1} &= u_i + \Delta u_{n+1} \end{aligned} \right\} \quad (2-27)$$

3. 非线性迭代的收敛判据

在以迭代法为基础的增量法求解过程中，每次迭代结束后，应检查得到的解是否收敛到预定的误差范围之内。如果收敛判据太严，就会花费太多的计算时间甚至于不收敛；反之，则会得不到精确解。

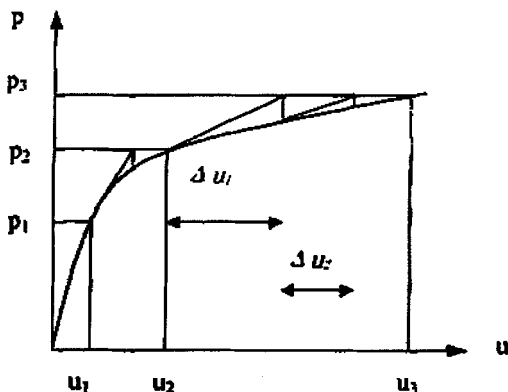


图 2-3 牛顿-拉普森迭代方法

一般而言，收敛的主要判据有检查残差、检查位移和检查应变能三种。在利用 ANSYS 进行分析时采用了残差检查，每次求解后 N-R 法估算出残差矢量，这个矢量对应于单元应力的载荷和所加载荷的差值，然后使用非平衡载荷进行线性求解，且核查收敛性。当此差值足够小时，表明迭代已收敛到了一个可以接受的结果，如果不满足收敛准则，重新估算非平衡载荷，修改刚度矩阵，获得新解。ANSYS 提供了一系列命令来增强问题的收敛性，如自适应下降、线性搜索、自动载荷步及二分法等，可被激活来加强问题的收敛性。

2.2 有限元分析软件 ANSYS 概述

ANSYS 软件是融结构、流体、电场、磁场、声场分析于一体的大型通用有限元分析软件。由世界上最大的有限元分析软件公司之一的美国 ANSYS 开发，它能与多数 CAD 软件接口，实现数据的共享和交换，如 Pro/Engineer, NASTRAN, Alogor, I-DEAS, AutoCAD 等，是现代产品设计中的高级 CAD 工具之一。软件主要包括三个部分：前处理模块，分析计算模块和后处理模块。前处理模块提供了一个强大的实体建模及网格划分工具，用户可以方便地构造有限元模型；分析计算模块包括结构分析（可进行线性分析、非线性分析和高度非线性分析）、流体动力学分析、电磁场分析、声场分析、压电分析以及多物理场的耦合分析。可模拟多种物理介质的相互作用，具有灵敏度分析及优化

分析能力；后处理模块可将计算结果以彩色等值线显示、梯度显示、矢量显示、粒子流迹显示、立体切片显示、透明及半透明显示(可看到结构内部)等图形方式显示出来，也可将计算结果以图表、曲线形式显示或输出。软件提供了 100 种以上的单元类型用来模拟工程中的各种结构和材料，该软件有多种不同版本，可以运行在从个人机到大型机的多种计算机设备上，如 PC, SGI, HP, SUN, DEC, IBM, CRAY 等。

2.2.1 ANSYS 的特点

尽管 ANSYS 程序功能强大，涉及范围广，但它友好的图形用户界面 GUI 及其优秀的程序构架使其易于使用。该程序使用了基于 Motif 标准的易于理解的 GUI。

通过 GUI 可方便地交互访问程序的各种功能、命令、用户手册和参考材料，并可一步一步地完成整个分析，因而使 ANSYS 易于使用。同时，该程序提供了完整的在线说明和状态途径的超文本帮助系统，以协助有经验的用户进行高级应用。

在用户界面中，ANSYS 程序提供了四种通用方法输入命令：菜单、对话框、工具杆、直接输入命令。菜单由运行 ANSYS 程序时相关的命令和操作功能组成，位于各自的窗口中。ANSYS 命令根据其功能分组，保证了用户快速访问到合适的命令。

1. 图形

完全交互式图形是 ANSYS 程序不可分割的组成部分，图形对于效验前处理数据和在后处理中检查求解结果都是非常重要的。

ANSYS 的 PowerGraphics 能够迅速完成 ANSYS 几何图形及计算结果的显示；对于其几何图形是以对象而不是以需重新组合的数据来贮存的。PowerGraphics 的显示特性保证了单元和等值线的显示，并且既可用于 p 单元也可用于 h 单元。PowerGraphics 的显示特性加速了等值面显示，断面/覆盖/Q-切片显示。ANSYS 图形功能包括以下内容：在实体模型和有限元模型上的边界条件显示，计算结果的彩色等值线显示，随时间或模型中的一条轨迹而变化的结果图形，通用显示操作，用于实体体素的橡皮筋技术多窗口显示，隐藏线剖面及透视显示，软件实现的 Z-buffering (阴影光滑及加速显示)，光源阴影图象，边缘显示，收缩显示，变形比率控制显示，多图元组合显示，多达 256 种颜色显示等。

2. 处理器

ANSYS 按功能分为若干个处理器：包括一个前处理器，一个求解器，两个后处理器，几个辅助处理器，如设计优化器等。ANSYS 前处理器用于生成有限元模型，指定随后求解中所需的选择项。ANSYS 求解器用于施加载荷及边界条件，然后完成求解运算。ANSYS 后处理器用于获取并检查求解结果，以对模型做出评价，进而进行其他感兴趣的计算。

3. 数据库

ANSYS 程序使用统一的集中式数据库来储存所有模型数据及求解结果。模型数据（包括实体模型和有限元模型，材料等）通过前处理器写入数据库，载荷和求解结果通过求解器写入数据库，后处理结果通过后处理器写入数据库。数据一旦通过某一处理器写入数据库中，如需要，即可为其他处理器所用。

4. 文件格式

文件可用于将数据从程序的一部分传输到另一部分，存储数据库以及存储程序输出。这些文件包括数据库文件，计算结果文件，图形文件等。

2.2.2 ANSYS 分析过程

有限元分析是对物理现象（几何及载荷工况）的模拟，是对真实情况的数值近似。通过对对象划分网格，求解有限个数值来近似模拟真实环境的无限个未知量。

ANSYS 分析过程包括三个主要的步骤

1. 创建实体模型及有限元模型前处理

现在大部分的有限元分析模型都是用实体模型建模，类似 CAD、ANSYS 以数学的方式表达结构的几何形状，用于在里面划分结点和单元，还可在几何模型边界上方便地施加载荷。但实体模型并不参与有限元分析，所有施加在几何实体上的载荷或约束最终必须传递到有限元模型上（结点或单元）上进行求解。

(1) 创建或读入几何模型

(2) 定义材料属性

(3) 划分网格结点及单元

2. 施加载荷并求解求解器

求解器的功能是求解关于结构自由度的联立线性方程组。ANSYS 提供了两个直接求解器：波前求解器、稀疏矩阵求解器，同时提供了三个迭代求解器：PCG、JCG、ICCG，两个直接求解器和 PCG 求解器均可用于非线性问题。对于模态分析，ANSYS 提供了六种不同的特征值提取法。

(1) 施加载荷及载荷选项设定约束条件

(2) 求解

3. 查看结果后处理器

ANSYS 有两个后处理器。通用后处理器 POST1 只能观看整个模型在某一时刻的结果，时间历程后处理器 POST26 可观看模型在不同时间段或子步历程上的结果，常用于处理瞬态或动力分析结果。

(1) 查看分析结果

(2) 检验结果

2.2.3 本文所涉及的单元简介

1. Solid45 单元

solid45 单元为三维固体结构单元, 由八个节点组成。在单元每一个节点上有三个自由度, 即分别沿着三个坐标轴方向。此单元可以进行塑性、蠕变、应力硬化、大变形以及大应变分析。

2. Solid65 单元

ANSYS 的 solid65 单元是专为混凝土、岩石等抗压能力远大于抗拉能力的非均匀材料开发的单元。它可以模拟混凝土中的加强钢筋, 以及材料的拉裂和压溃现象。

由于混凝土材料的复杂性, 混凝土的强度准则有考虑 1~5 个参数的多种方法。一般来说, 强度准则的参数越多, 对混凝土强度特性的描述就越准确。Solid65 单元采用的是 William—Warnke 五参数模型, 其中需要的材料特性可通过 ANSYS 材料属性定义对话框完成。在混凝土达到其屈服强度之前, Solid65 单元具有线弹性属性, 多线性弹性或是其它的塑性特性。但如果超过了混凝土的屈服面, 则将丧失混凝土屈服性能。

3. Link8 单元

Link8 单元在工程结构中模拟三维空间、绳索、铰链以及弹簧单元。Link8 单元为三维单元, 可以承受单项的拉伸或者压缩, 每个节点上具有三个自由度。

在有销钉连接的结构中, 可以不用考虑单元的弯曲, 但是需要考虑到塑性、蠕变、应力硬化和大变形的影响。

4. Combin14 单元

Combin14 单元可以承受一、二或三维空间中的轴向力或扭矩, 当它作为一个轴向弹簧—阻尼时, 其能承受轴向的拉压, 每个节点处至多有三个自由度, 分别沿 x、y、z 向, 不考虑弯扭。当其作为扭转—阻尼系统时, 是一个纯粹的扭转单元, 只能承受扭转作用, 每个节点处有三个自由度, 不考虑弯曲与轴向荷载。这个单元不考虑质量, 如需要考虑质量时, 可对质量单元加以考虑。此外, 弹簧单元的弹性与阻尼的特性可以加以修改, 使其仅具有某一种功能。

5. Shell63 单元

单元可以承受平行于单元的荷载与垂直于面的荷载, 每个节点有 6 个自由度, 可以用于应力硬化与大变形分析, 且在大变形分析中可以使用一致的切线刚度矩阵。

2.2.4 ANSYS 对钢筋混凝土及岩石土壤的处理方法

由于钢筋混凝土本构关系的复杂性^[10], 人们至今仍不能完全、彻底地认识它, 其有限元的建模也是本文的一大难点^[11]。经过对比分析, 本文将采用 solid65 单元联合 link8 单元对其进行网格划分, 且认为混凝土与钢筋粘结很好, 如要考虑粘结和滑移, 则需引入弹簧单元进行模拟, 计算比较困难。

ANSYS 的 solid65 单元是专为混凝土、岩石等抗压能力远大于抗拉能力的非均匀材料开发的单元。它可以模拟混凝土中的加强钢筋，以及材料的拉裂和压溃现象。钢筋混凝土有限元有三种基本模型：分离式、组合式和整体式。solid65 单元采用的是整体式有限元模型，即将钢筋弥散于这个单元中，将钢筋混凝土视为连续均匀材料，求出的是一个统一的刚度矩阵。

对 ANSYS 中 solid65 专用的混凝土材料进行定义。此单元的材料定义主要包括以下几项内容：张开裂缝的剪切传递系数，闭合裂缝的剪切传递系数，抗拉强度，单轴抗拉强度，双轴抗拉强度，静水压力，在上述静水压力下的单轴抗压强度，在上述静水压力下的单轴抗压强度，材料拉裂后的应力释放因子。此特性定义了混凝土的破坏准则与缺省的本构关系，即 William-Warnke 破坏准则，混凝土开裂和压碎前均为线性的应力—应变关系。

Solid65 单元中的钢筋采用实常数的方法进行添加，钢筋的尺寸由混凝土的体积比确定。从抗剪的角度出发，箍筋在截面的位置可以是任意的，因此这种方法对于钢筋混凝土中均匀分布的箍筋的设置比较合适。但与纵筋的实际情况却有一定的距离，下面这两种方法，则可以更好的模拟纵筋的受力情况。

1. 将纵筋密集的区域设置为不同的体，使用带筋的 65 单元，而无纵筋的区域设置为无筋的 65 单元。这样就可以将钢筋区域缩小，接近真实的工程情况。

2. 采用杆单元来模拟纵筋，即采用分离式的有限元模型。为了建模的方便，可将实体分为几个部分，使其交线为纵筋的位置，这样就可以对交线划分杆单元。此时，还可以对杆施加预应力来模拟预应力钢筋混凝土。

ANSYS 混凝土计算收敛较困难，要求网格密度与子步数的设置要适当，收敛精度适当放宽，且不考虑混凝土的压碎，打开线性搜索与预测等加速收敛。

对岩石及土壤等材料，ANSYS 使用 DP 材料建模仿真。DP 材料使用 Drucker-Prager 屈服准则，实际上是对 Mohr-Coulumb 准则的近似。其流动准则既可以使用相关流动准则，也可以使用不相关流动准则，其屈服面并不随材料的逐渐屈服而改变，因此，没有强化准则。但是，它的屈服强度随侧向压力（静水压力）的增大而增加，其塑性行为被假定为理想弹塑性。另外，该材料选项考虑了由于屈服而引起的体积膨胀，但不考虑温度变化的影响。使用于混凝土、岩石和土壤等颗粒材料。需输入三个值：粘聚力、内摩擦角和膨胀角。

第 3 章 有碴轨道结构有限元模型的建立

3.1 有碴轨道结构各组成部分有限元模型的建立

有碴轨道结构主要由钢轨、轨枕、联结零件、道床等组成。在开始建立有碴轨道结构的有限元模型时，应首先建立结构各组成部分的有限元模型，这时主要应做的工作包括对各组成部分的几何模型进行适当的简化，适当选取各组成部分的材料特性等。然后在此基础上，方能建立结构的总体有限元模型^[20]。

3.1.1 钢轨

钢轨是轨道的主要部件，用于引导机车车辆行驶，并将所承受的荷载传布于轨枕、道床及路基。同时，为车轮的滚动提供阻力为最小的接触面。

图 3—1 为 60kg/m 钢轨断面图。该图仅给出了几个外形尺寸，钢轨断面中的其它尺寸值可查阅参考文献[21]和[22]中的相应章节。

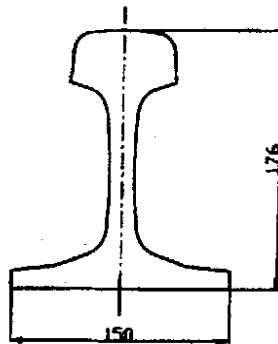


图 3—1 60kg/m 钢轨断面图

由参考文献[23]和[24]，本文选择钢轨的材料特性参数如下：材料的弹性模量为 $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ ，密度为 7644kg/m^3 ，泊松比为 0.3。

钢轨作为一个等截面的细长结构物，在对其进行有限元分析时，有两种方法可以选择。一是将其看成无限长点支撑梁，采用梁单元对其进行离散；二是将其看成一个实体构件，采用实体单元对其进行离散。由于本文要对钢轨进行强度校核，包括钢轨轨头压应力与轨底拉应力，故选用实体单元对钢轨进行离散，且轨顶受外部荷载的部分网格划分较密。该模型的横截面尺寸和钢轨的实际横截面尺寸保持一致，钢轨的纵向长度取为 9 根轨枕宽度。钢轨有限元网格划分见图 3—2 所示。

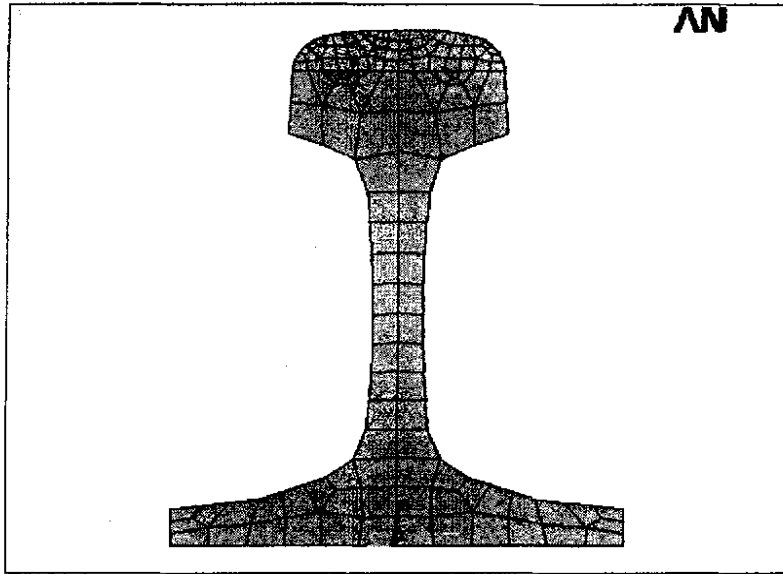


图 3—2 钢轨有限元模型网格图

3.1.2 轨下胶垫

轨下胶垫主要应用在基础较硬的混凝土轨枕线路上，起降低轨道刚度与噪声的作用。

图 3—3 为轨下胶垫的几何结构图，其外形尺寸为 185mm×150mm×10mm。

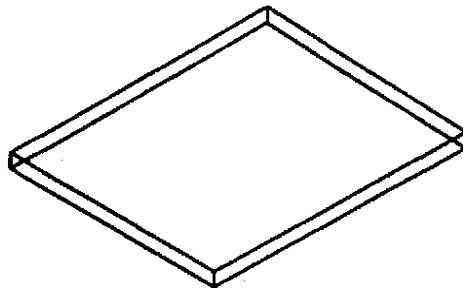


图 3—2 胶垫的几何结构示意图

由参考文献[25]，在成渝线试验段上铺设 14mm 厚的高弹性胶垫，弹性较好，但考虑到胶垫的现场使用情况，本文选取轨下胶垫的静刚度值为 $7.0 \times 10^7 \text{N/m}$ 。

在采用有限元方法对其进行模拟时，也有两种方法可供参考。一是采用弹簧单元对其进行模拟；二是将胶垫作为一个有着一定体积和质量的结构实体看待，用实体单元对其进行离散。在本文的研究中，胶垫不是主要分析对象，故

其建模原则是在保证仿真结果准确的前提下，使建模更为简单，所以对轨下胶垫用线性弹簧进行模拟。

3.1.3 轨枕

轨枕是轨道结构的重要部件，一般横向铺设在钢轨下的道床面上，承受来自钢轨的压力并将其传递给道床。同时利用扣件有效地保持轨道的几何形位。轨枕主要有木枕和混凝土枕两类，几何结构图如下所示。

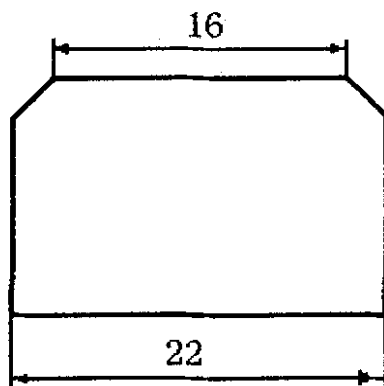


图 3-4 木枕横断面图

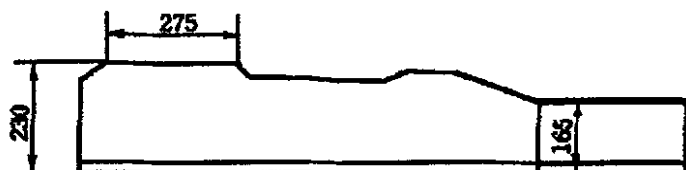


图 3-5 混凝土 II 型枕纵断面图

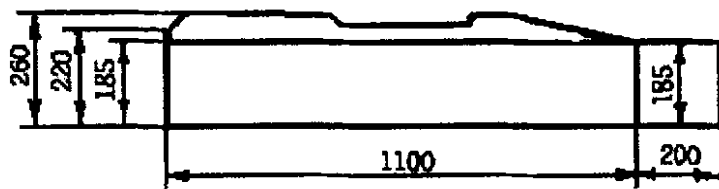


图 3-6 混凝土 III 型枕纵断面图

轨枕的具体尺寸值可查阅参考文献[26]与[27]中的相应章节。

由参考文献[28]，本文选择轨枕的材料特性参数如下：对木枕，弹性模量取 $1.0 \times 10^4 \text{MPa}$ ，泊松比为 0.3，混凝土 II、III 型枕弹性模量分别为 $3.35 \times 10^4 \text{MPa}$ 和 $3.75 \times 10^4 \text{MPa}$ ，泊松比均为 0.3。钢筋的弹性模量取 $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ ，泊松比为

0.3, 直径 10mm, 布 4 根。

对混凝土轨枕的其它参数选取如下: 张开裂缝的剪切传递系数为 0.7, 闭合裂缝的剪切传递系数为 1.0, 抗拉强度为 2.6, 单轴抗拉强度为-1, 双轴抗拉强度为 0, 静水压力为 0, 在上述静水压力下的单轴抗压强度为 0, 在上述静水压力下的单轴抗压强度为 0, 材料拉裂后的应力释放因子为 0。

在校核轨枕的弯矩时, 须计算轨枕轨下截面处弯矩和中间截面处弯矩, 故采用实体单元作为基本手段对轨枕进行离散, 该模型的横截面尺寸和轨枕的实际横截面尺寸基本保持一致, 在不影响结果的前提下作了适当的简化。在直接受力部位单元划分的比较细, 可以更精确地逼近真实值。尽管都使用实体单元进行网格划分, 但单元的类型不同, 分别为 Solid45 和 Solid65。混凝土 III 型枕的单元网格图见 3-7 图所示。

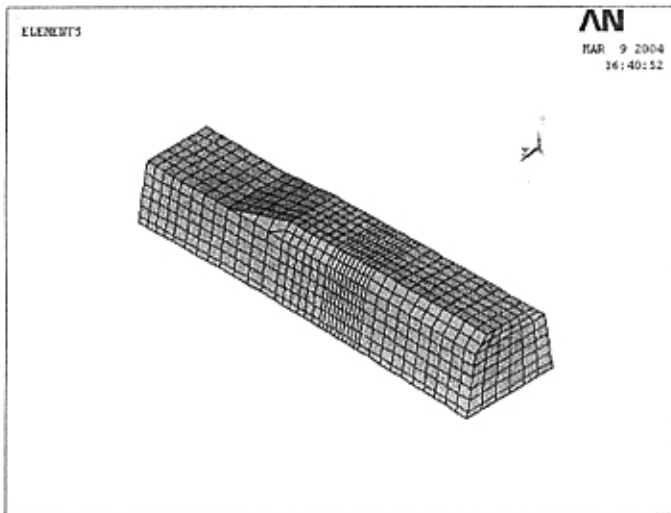


图 3-7 混凝土轨枕 III 型枕有限元模型网格图

3.1.4 轨撑

轨撑通常应用在曲线地段。列车通过曲线时, 由于离心力的作用, 其横向水平力比通过直线时大, 特别是通过小半径曲线时, 横向推力更大, 致使钢轨在轨枕上移动, 轨距扩大, 钢轨磨耗, 影响曲线圆顺, 挤坏混凝土轨枕外侧挡肩, 增大曲线养护工作量。因此, 小半径曲线地段通常采取加强措施。

轨撑可固定钢轨在木枕上的位置, 是常见的加强措施之一。

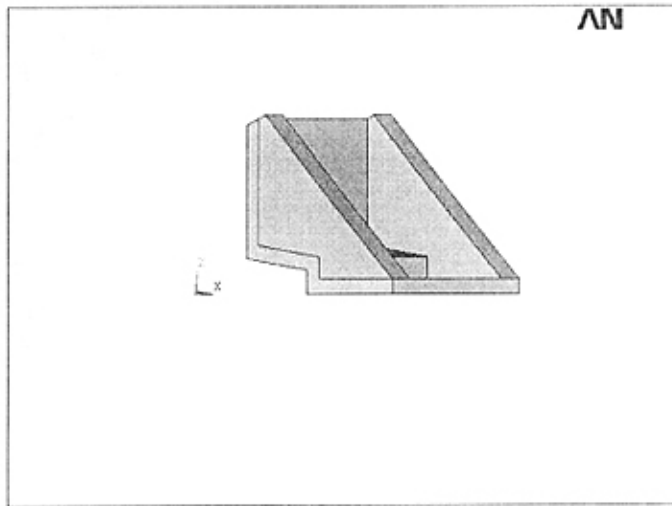


图 3-8 轨撑几何示意图

轨撑的几何形状如图 3-8 所示。具体尺寸参看文献[26]。

轨撑的弹性模量为取 $1.8 \times 10^4 \text{MPa}$ ，泊松比为 0.27。

轨撑结构较复杂，也采用了实体单元来划分网格，与钢轨的接触问题也比较容易解决（本文采用刚体连接）。网格如图 3-9 所示。

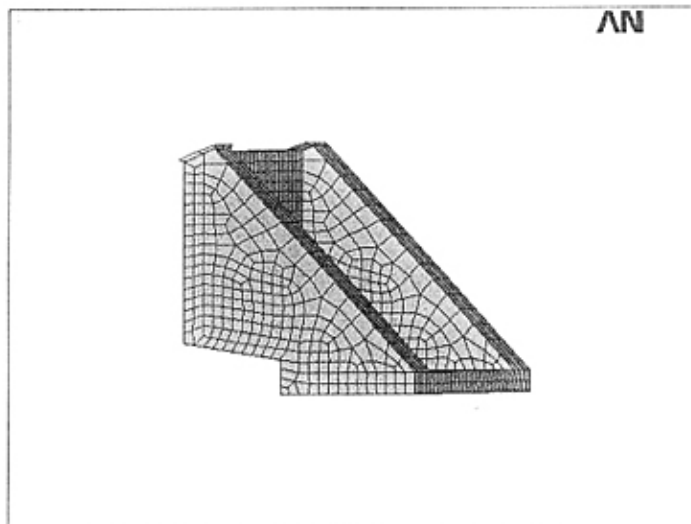


图 3-9 轨撑有限元模型网格图

3.1.5 轨距杆

轨距杆也属于线路加强设备，可保持轨距不变。

轨距杆刚度值的计算。其主要尺寸与材料^[26]为：直径 36mm，计算长度 1510mm，3 号钢。可按材料力学^[29]中的计算公式计算其刚度 K 。

$$K = \frac{F}{X} \quad (3-1)$$

$$\frac{N}{A} = E * \frac{\Delta L}{L} \quad (3-2)$$

则拉杆刚度的计算公式为：
$$K = \frac{EA}{L} \quad (3-3)$$

式中 A —杆的面积；

E —弹性模量；

L —长度。

计算轨距杆的刚度为： $K = 134.8 \text{ MN/m}$

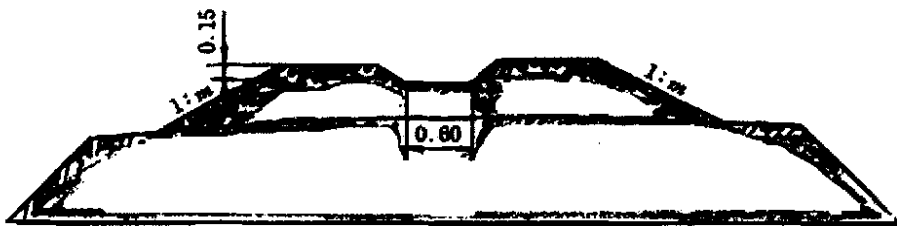
轨距杆在使用过程只受到拉力的作用，可用弹簧代替，划分为弹簧单元。

3.1.6 道床与路基

道床是轨枕的基础，在其上面以规定的间隔布置一定数量的轨枕，用以增加轨道的弹性和纵、横向移动的阻力，并便于排水和校正轨道的平面和纵断面。主要材料有碎石和筛选卵石等。

路基虽然不属于轨道的组成部分，但是通过钢轨、轨枕和道床传来的机车车辆动荷载，最终还要依靠路基来承受。路基是整个轨道结构的基础，其状态的良好与否，对轨道结构正常工作有直接影响。因此，计算轨道强度时必须对路基加以考虑。

道床的一般几何结构形式下图所示。



(单位:m)

图 3-10 道床—路基几何示意图

道床和路基的具体尺寸值可查阅参考文献[26]中的相应章节。

对于路基和道床的计算参数,各文献取值不尽相同。德国对高速铁路路基的压实标准规定为^[30]:路基保护层 $E=120\text{MPa}$,基床底层 $E=80\text{MPa}$,路基填土 $E=45\text{MPa}$ 。文献[31]中认为,道碴的 $E=150\sim 200\text{MPa}$ 。文献[32]中的试验表明,道碴的弹性模量在 $196\sim 392\text{MN/m}^2$ 之间。文献[33]中取道床的弹性模量为 200MPa ,泊松比为 0.25 。文献[34]中给出了道床的弹性模量为 150MPa ,泊松比为 0.27 ,文献[35]和[36]对此进行了详细的总结。

本文选取的道碴材料参数如下^[28]:弹性模量 150MPa ,泊松比 0.27 ,密度 $2.4\times 10^3\text{kg/m}^3$,粘性系数为 0.1MPa ,内摩擦角为 30° ,膨胀角为 0° ^[27]。路基材料的弹性模量取 60MPa ,泊松比 0.35 ,密度 $2.0\times 10^3\text{kg/m}^3$ 。

道床与路基均采用实体单元进行网格划分,道碴采用 DP 材料。道床路基有限元模型网格划分情况见图 3-11 所示。

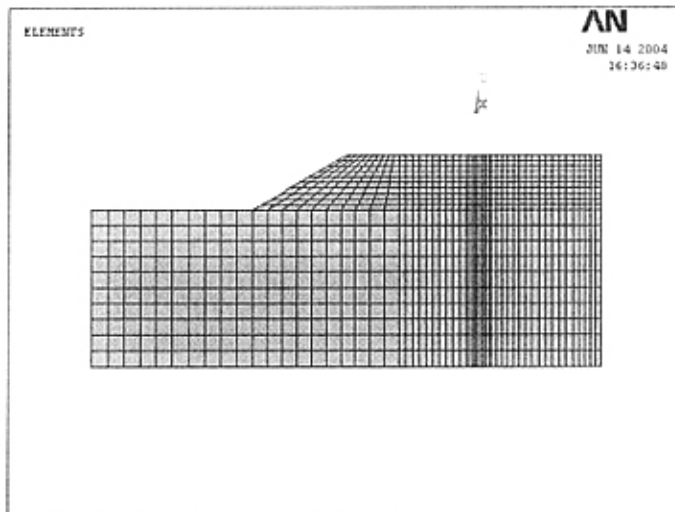


图 3-11 道床路基断面有限元模型网格图

3.2 有碴轨道总体有限元模型的建立

在建立有碴轨道各组成部分有限元模型的基础上,本文建立了有碴轨道结构的总体有限元模型。

轨道各部件间的连接主要应用弹簧单元或刚体单元。钢轨、轨下胶垫和轨枕间的连接是把轨下胶垫划分成了弹簧单元,扣件提供的横向刚度也用弹簧来实现,一端连接钢轨轨底,另一端固结于轨枕之上,以确保钢轨向轨枕传递横向力。轨撑与钢轨的连接采用刚体,轨撑的底座也固结于轨枕之上。轨枕与道床的横向连接用横向弹簧,弹簧采用一端空间固定,垂向也采用弹簧单元连接的形式,道床与路基的连接采用单元粘结的方式。

扣件垂向刚度取 70MN/m ，横向刚度取 24MN/m ；轨枕与道床间的垂向弹簧设为刚体，横向刚度取 40MN/m 。

有碴轨道总体有限元模型及局部网格的划分^[38-45]见图 3-12，图 3-13。

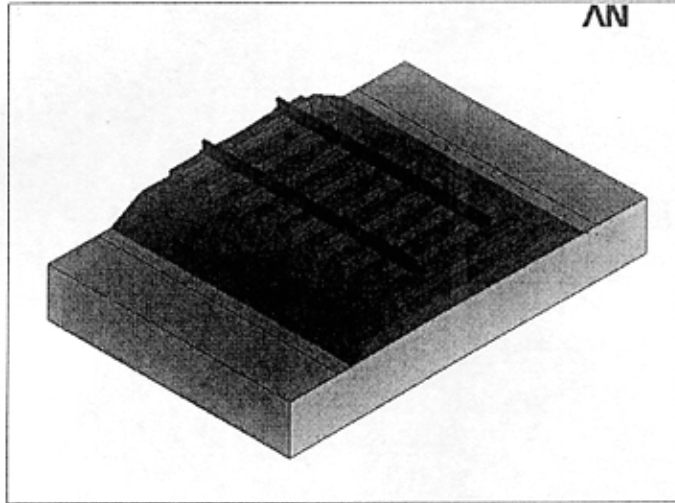


图 3-12 有碴轨道结构总体有限元模型图

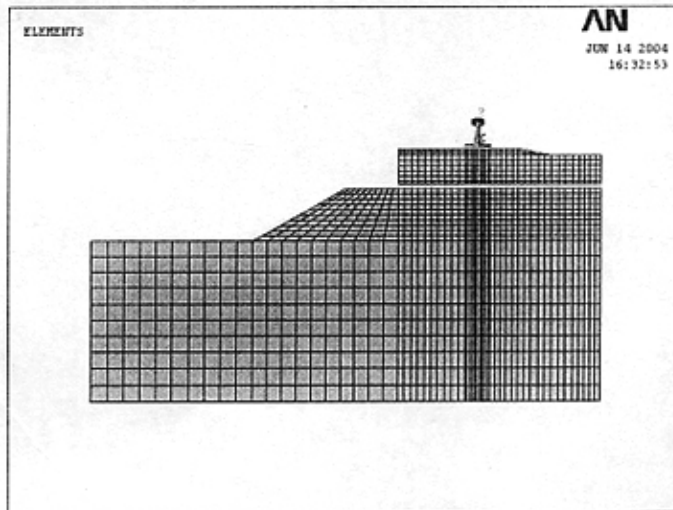


图 3-13 有碴轨道结构总体有限元模型网格局部放大图

第 4 章 小半径曲线轨道强化技术的有限元分析

4.1 小半径曲线轨道强化的意义

长期以来,钢轨接头、道岔和小半径曲线轨道一直是铁路轨道的“三大薄弱环节”。随着铁路运输事业的发展,铁道科学技术的进步,钢轨接头和道岔已获得了较大的加强与改善:如 60kg/m 钢轨的区间或(或跨区间)超长无缝线路新技术,已在铁路干线上推广应用,基本上消灭了钢轨接头;新型道岔(含可动心轨道岔)已投入大批量生产,并在干线上大量铺设使用,使道岔的工况条件获得了很大的改观。对曲线轨道特别是小半径曲线轨道的强化尽管也曾采取过多种对策,但迄今为止,尚未找到一种完全行之有效的加强途径,这已成为铁道工务设备中较突出的薄弱环节,直接影响了铁路运营的经济效益,也是行车安全的一大隐患。

在线路的运营中,因轮轨相互作用,对线路产生一定的破坏作用,尤其对小半径曲线线路的破坏作用更大,轨道结构病害严重,表现形式如下:

1. 小半径曲线因技术条件的限制,现均为有轨缝的普通线路,在列车冲击作用下钢轨接头病害尤为突出。

2. 因曲线上股钢轨受轮对横向力作用,钢轨侧磨严重,大胶垫压溃,极易造成钢轨小反外倾,轨底坡无法保持稳定,造成轨距扩大。大胶垫压溃后,如得不到及时更换,就会造成钢轨与轨枕直接作用,产生混凝土轨枕陷槽。

3. 因客货列车速度差较大,货物列车重量大部分依靠曲线下股钢轨承担,对曲线下股钢轨,同样存在大胶垫压溃,钢轨小反,导致轨距扩大的问题。

4. 因曲线上股钢轨受横向力作用,外侧扣件磨耗严重,内侧扣件离缝;曲线下股钢轨外侧扣件因车体的倾斜,列车上的腐蚀性溶液如煤水、保温车余液等,遗漏在曲线下股钢轨外侧,对曲线下股钢轨扣件的腐蚀加剧,同样造成曲线下股钢轨外侧扣件失效,内侧扣件离缝,轨距扩大。统计结果显示,小半径曲线上股钢轨的使用寿命为 1.5 年,大胶垫的使用周期不足 10 个月,扣件使用周期约为 2 年^[66]。

5. 在列车的作用下,因轨底坡的变化,曲线的主要加强设备—轨距杆的内侧常被剪切折断。

国内、外铁路的运营经验还表明:在小半径曲线轨道地段发生脱轨事故的比例,占列车车轮脱轨事故总数的 70%以上。小半径曲线轨道结构的稳定性较差,养护维修工作量也较大。因此,铁路干线上的小半径曲线轨道亟待强化^[67]。

4.2 小半径曲线轨道强化对策分析

小半径曲线轨道结构的强化措施主要有以下几种:铺设重型轨道(重型钢

轨、轨枕和新型扣件），加强线路的强度和横向刚度；铺设防磨护轨或采用耐磨沾火、合金钢轨，减少外轨头部侧面磨耗；安装轨距拉杆，保持轨距不变；安装轨撑，固定钢轨在枕木上的位置；使用高弹性扣件，冻结接头等措施。如仅采用某一种加强措施，其效果并不明显，小半径曲线强化必须要走综合强化的路线。

为了更清楚准确地了解各设备对轨道强度、位移等的影响，本节将详细分析各设备在轨道强化中的作用效果。

4.2.1 钢轨类型对轨道强度及位移的影响

钢轨是铁路轨道的主要组成部件。它的主要功能在于引导机车车辆的车轮前进，承受车轮的巨大压力，并传递到轨枕上。一方面，它必须为车轮提供连续、平顺和阻力最小的滚动表面，钢轨的工作条件非常复杂。另一方面，车轮施加于钢轨的力，其大小、方向和位置都具有很大的随机性。为使列车能够安全、平稳和不间断的运行，钢轨应具有足够的强度、韧性和耐磨性能。随着列车朝高速、重载方向的发展，车轮对钢轨的冲击破坏作用加大，为了满足新的运输要求，钢轨也正向重型化发展，我国铁路的钢轨类型主要是 60kg/m 轨，重型钢轨有 75kg/m 轨。在相同工况下（轮轨垂向力 171kN、横向力 127kN，混凝土 III 型枕，配置 1667 根/km），钢轨类型对轨道强度的影响分析结果见下表 4-1。

表 4-1 钢轨类型对轨道位移及强度的影响

项 目	60kg/m	75kg/m
钢轨垂向位移/mm	2.53	2.27
钢轨横向位移/mm	4.84	4.65
轨枕垂向位移/mm	2.09	1.96
轨枕横向位移/mm	0.51	0.48
轨头压应力/MPa	125.7	113.61
轨底拉应力/MPa	74.49	67.04
轨枕轨下截面应力/MPa	2.9	2.72
轨枕中间截面应力/MPa	1.63	1.56
道床顶面应力/MPa	0.26	0.22
路基顶面应力/MPa	0.07	0.06

从上表可以看出：在相同工况下，75 kg/m 钢轨与 60 kg/m 钢轨相比，钢轨、轨枕的位移值均明显下降，降低的幅度在 10% 左右，由于 75 kg/m 钢轨比 60 kg/m 高，测点处横向位移降低幅度相对较小，不到 5%。轨道强度的各个指标值均有所降低，下降的范围在 6%~11% 之间。可见，随着钢轨重量的增加，轮轨作用力更加均衡地分布于轨枕与道床之上，使下部的基础受力得到了改善。总的来说，使用重型钢轨加强的效果非常明显，可以显著地降低钢轨、轨枕的

位移及轨道各部分的强度，延长轨道寿命，利于运输效能的提高。

4.2.2 轨枕对轨道强度及位移的影响

轨枕是轨道结构的重要部件，一般横向铺设在钢轨下的道床面上，承受来自钢轨的压力并将其传递给道床。同时利用扣件有效地保持轨道的几何形位。轨枕按其材料主要分为木枕和混凝土枕两类，不同轨枕的性能差异较大。本节将分析试验线路上使用的三种类型轨枕（试验情况详见第 5 章），计算其在相同工况下对轨道强度及位移等指标的影响。

1. 轨枕类型对轨道强度及位移的影响

试验线路上使用的三种类型的轨枕分别是：木枕、混凝土 II 型、混凝土 III 型枕。在相同的配置条件与荷载条件下，计算结果见表 4-2。

表 4-2 轨枕类型对轨道位移及强度的影响

项 目	木枕	II 型枕	III 型枕
钢轨垂向位移/mm	4.59	2.99	2.53
钢轨横向位移/mm	8.54	5.87	4.84
轨枕垂向位移/mm	3.21	2.43	2.09
轨枕横向位移/mm	0.78	0.6	0.51
轨头压应力/MPa	152.75	133.21	125.70
轨底拉应力/MPa	96.03	80.88	74.49
轨枕轨下截面应力/MPa	2.9	2.92	3.05
轨枕中间截面应力/MPa	1.63	1.71	1.73
道床顶面应力/MPa	0.35	0.29	0.26
路基顶面应力/MPa	0.09	0.08	0.07

从上表可以看出：对于不同的轨枕类型，钢轨、轨枕的位移从木枕到 II、III 混凝土枕逐渐下降，显示道床对轨枕的控制能力及轨枕对钢轨的控制能力都逐渐增强，木枕轨道钢轨的垂向位移分别为 II、III 混凝土枕轨道钢轨垂向位移的 1.54, 1.81 倍，横向位移分别为 1.45, 1.76 倍。尤其是从木枕到混凝土 II 型枕，位移降幅很大，甚至达到了 40%。同样的趋势也出现在了钢轨、道床和路基的强度指标的计算结果上，轨道强度指标的计算结果差异也较大，各个强度指标值从木枕到混凝土 II、III 型枕都逐渐减小，混凝土 II 型枕与木枕的计算结果差别较大，混凝土 II、III 型枕相对差别较小。轨枕的弯矩逐渐增加，说明轨枕的支反力也在增加。采用新型轨枕后，其联合新型扣件，一定程度上限制了钢轨变形幅度，同时轨枕底面积的增大也减少了道床应力。计算结果表明，新型枕增大了轨道强度的富裕量，提高了轨道系统的安全性及稳定性。

2. 轨枕配置对轨道强度及位移的影响

轨枕配置应根据运量、行车速度及线路条件确定，并和钢轨及道床等综合考虑，合理配套，以求得在最经济的条件下，保证轨道具有足够的强度和稳定

性。轨枕密一些，道床、路基面、钢轨以及轨枕本身受力都可小一些，同时，使轨距、方向易于保持，对行车速度高的地段尤为重要。但也不能太密，太密不经济，而且净距过小，也会在一定程度上影响捣固质量，其计算结果见表 4-3 所示。

表 4-3 轨枕配置对轨道位移及强度的影响

项 目	1667 根/km	1760 根/km	1840 根/km
钢轨垂向位移/mm	2.53	2.22	2.18
钢轨横向位移/mm	4.94	4.85	4.78
轨枕垂向位移/mm	2.09	1.88	1.72
轨枕横向位移/mm	0.51	0.45	0.4
轨头压应力/MPa	125.70	122.26	121.37
轨底拉应力/MPa	74.49	72.18	71.33
轨枕轨下截面应力/MPa	2.9	2.81	2.75
轨枕中间截面应力/MPa	1.63	1.58	1.54
道床顶面应力/MPa	0.26	0.23	0.2
路基顶面应力/MPa	0.07	0.06	0.05

计算结果表明：随着轨枕配置的增加，道床对轨枕与轨枕对钢轨的约束作用也相应地在加强。数据显示，轨枕的位移正逐渐下降，幅度均在 10% 左右，轨道各部分的强度也逐渐减小，减小的幅度多在 10% 以下。可见加大轨枕配置可以增大轨排的整体性能，轨道的稳定性得到了提高，减小轨道强度及钢轨、轨枕位移，但降低的幅度并不是很大。通过大幅度增加轨枕数量来减小轨道强度会影响捣固质量，且又不经济，此加强轨道强度的方法是不可取的。

4.2.3 扣件对轨道强度及位移的影响

扣件是钢轨与轨枕之间的联结零件。要求具有足够的强度、耐久性和一定的弹性，使能长期有效地保持钢轨与轨枕的可靠联结，阻止钢轨相对于轨枕的移动，并能在动力作用下充分发挥其缓冲减震性能，延缓轨道残余变形积累。

1. 扣件横向刚度对轨道强度及位移的影响

扣件横向刚度主要是由弹条与胶垫提供，能够缓冲轨道横向振动。

表 4-4 扣件横向刚度对轨道强度及位移的影响

项 目	20 MN/m	24 MN/m	28 MN/m	32 MN/m
钢轨垂向位移/mm	2.46	2.46	2.47	2.47
钢轨横向位移/mm	5.14	4.96	4.83	4.73
轨枕垂向位移/mm	2.04	2.04	2.05	2.05
轨枕横向位移/mm	0.61	0.54	0.48	0.42

轨头压应力/MPa	112.6	112.6	112.6	112.61
轨底拉应力/MPa	66.67	66.67	66.68	66.67
轨枕轨下截面应力/MPa	2.84	2.83	2.84	2.84
轨枕中间截面应力/MPa	1.58	1.58	1.59	1.59
道床顶面应力/MPa	0.23	0.23	0.23	0.23
路基顶面应力/MPa	0.05	0.05	0.05	0.05

由表 4-4 可以看出, 随着扣件横向刚度的增加, 其钢轨、轨枕横向位移逐渐减小, 减小的幅度在 5% 左右, 而垂向位移与轨道各部分应力则基本不变, 钢轨、轨枕横向位移随扣件横向刚度的变化趋势详见图 4-1。

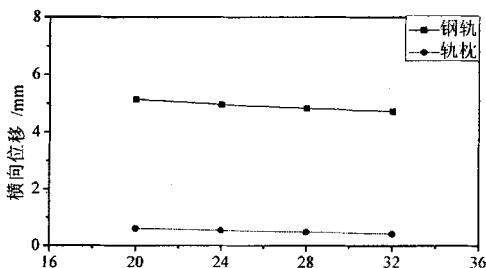


图 4-1 横向位移随扣件刚度的变化趋势图

2. 扣件垂向刚度对轨道强度及位移的影响

混凝土枕的弹性较木枕差许多, 混凝土枕扣件可以改善它的垂向刚度, 其弹性主要由橡胶垫板和弹条提供。适当的弹性可减小荷载对道床的压力, 减小簧下振动加速度, 延长部件的使用寿命。计算结果如表 4-5 示。

表 4-5 扣件垂向刚度对轨道位移及强度的影响

项 目	50MN/m	60 MN/m	70 MN/m	80 MN/m
钢轨垂向位移/mm	3.01	2.75	2.53	2.28
钢轨横向位移/mm	5.66	5.19	4.84	4.47
轨枕垂向位移/mm	2.41	2.2	2.09	1.92
轨枕横向位移/mm	0.7	0.62	0.51	0.43
轨头压应力/MPa	135.16	130.35	125.70	120.66
轨底拉应力/MPa	82.2	77.47	74.49	70.15
轨枕轨下截面应力/MPa	2.85	2.88	2.9	2.94
轨枕中间截面应力/MPa	1.59	1.61	1.63	1.65
道床顶面应力/MPa	0.24	0.25	0.26	0.27
路基顶面应力/MPa	0.05	0.06	0.06	0.07

上表中的计算结果表明,随着扣件垂向刚度的增加,其钢轨、轨枕位移均逐渐减小,减小幅度均在 10% 左右。除钢轨应力值在逐渐减小外,其它强度指标值有所增加,增加幅度较小。钢轨、轨枕横向位移随扣件垂向刚度的变化趋势详见图 4-2。

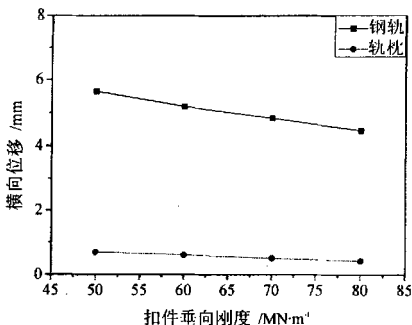


图 4-2 钢轨垂向向位移随扣件刚度的变化趋势图

4.2.4 轨距杆对轨道强度及位移的影响

对混凝土 II、III 型枕轨道,在相同工况下(轮轨垂向力 171kN, 横向力 127kN),使用轨距杆前后对轨道的影响分别如表 4-6 和表 4-7 所示。

表 4-6 混凝土 II 型枕轨道轨距杆使用效果

项 目	使用轨距杆	无轨距杆
钢轨垂向位移/mm	2.98	2.99
钢轨横向位移/mm	5.31	5.87
轨底中心点横向位移/mm	0.23	0.98
轨枕垂向位移/mm	2.42	2.43
轨枕横向位移/mm	0.58	0.6
轨头压应力/MPa	133.23	133.21
轨底拉应力/MPa	80.41	80.88
轨枕轨下截面应力/MPa	2.92	2.92
轨枕中间截面应力/MPa	1.71	1.71
道床顶面应力/MPa	0.29	0.29
路基顶面应力/MPa	0.08	0.08

表 4-7 混凝土 III 型枕轨道轨距杆使用效果

项 目	使用轨距杆	无轨距杆
钢轨垂向位移/mm	2.55	2.53
钢轨横向位移/mm	4.26	4.84
轨底中心点横向位移/mm	0.22	0.88
轨枕垂向位移/mm	2.1	2.09
轨枕横向位移/mm	0.46	0.51
轨头压应力/MPa	125.36	125.70
轨底拉应力/MPa	74.54	74.49
轨枕轨下截面应力/MPa	3.05	3.05
轨枕中间截面应力/MPa	1.73	1.73
道床顶面应力/MPa	0.26	0.26
路基顶面应力/MPa	0.07	0.07

木枕轨道在相同的工况下（轮轨垂向力为 163kN，横向力为 109kN），使用轨距杆的效果如下表 4-8 示。

表 4-8 木枕轨道使用轨距杆的效果

项 目	使用轨距杆	无轨距杆
钢轨垂向位移/mm	4.07	4.05
钢轨横向位移/mm	7.8	8.16
轨底中心点横向位移/mm	0.23	0.64
轨枕垂向位移/mm	3.01	3.01
轨枕横向位移/mm	0.75	0.75
轨头压应力/MPa	144.99	145.3
轨底拉应力/MPa	91.45	91.02
轨枕轨下截面应力/MPa	2.8	2.8
轨枕中间截面应力/MPa	1.48	1.49
道床顶面应力/MPa	0.33	0.33
路基顶面应力/MPa	0.08	0.08

在轮轨力不变的情况下，使用轨距杆与不用时相比，对混凝土 III 型枕轨道：轨底中心点处的横向位移减小约 75%，测点处横向位移减少幅度不明显，约为 10%，钢轨垂向位移变化较小；对于混凝土 II 型枕轨道，轨底中心点处的横向位移减小幅度接近于 75%，其它指标差异均较小；对木枕轨道（使用轨撑），轨底中心点处的横向位移减小约 60%（如果没有轨撑的同时作用，控制轨距的效果比混凝土枕更差），测点处横向位移减少幅度也不大，约为 5%，其它计算指标相差不大。

分析结果表明：使用轨距杆对控制轨底横向位移效果显著，但对控制轨头位移效果不佳，使用轨距杆前后轨道各部件强度值的差异不大。

4.2.5 轨撑对轨道强度及位移的影响

在木枕轨道使用轨撑，计算工况与前节中木枕的相同，计算结果如表 4-9 示。

表 4-9 木枕轨道使用不同加强装置的效果

项 目	使用轨撑	无轨撑
钢轨垂向位移/mm	2.61	4.05
钢轨横向位移/mm	5.47	8.16
轨底中心点横向位移/mm	0.54	0.64
轨枕垂向位移/mm	2.43	3.01
轨枕横向位移/mm	0.61	0.75
轨头压应力/MPa	132.1	145.3
轨底拉应力/MPa	76.5	91.02
轨枕轨下截面应力/MPa	2.26	2.8
轨枕中间截面应力/MPa	1.21	1.49
道床顶面应力/MPa	0.24	0.33
路基顶面应力/MPa	0.06	0.08

当木枕轨道使用轨撑加强轨道时，轨撑对钢轨的横、垂向位移的控制作用都比较大。使用轨撑能降低钢轨垂向位移 30%，横向位移 30% 左右，钢轨、道床的应力等值也都有所降低。这主要是因为轨撑加大了钢轨的支撑面积与轨下支撑刚度。

4.2.6 综合使用轨距杆和轨撑对轨道强度及位移的影响

对木枕轨道，在相同的荷载作用下（轮轨力垂向为 171kN，横向力为 127kN），各种加强装置的效果如表 4-10。

表 4-10 木枕轨道使用不同加强装置的效果

项 目	使用轨撑 与轨距杆	使用 轨撑	使用 轨距杆	不用 加强
钢轨垂向位移/mm	2.97	2.93	4.61	4.59
钢轨横向位移/mm	6.04	6.35	8.16	8.54
轨底中心点横向位移/mm	0.3	0.73	0.3	0.74
轨枕垂向位移/mm	2.52	2.33	3.21	3.21
轨枕横向位移/mm	0.64	0.55	0.78	0.78
轨头压应力/MPa	135.1	135.98	151.22	152.75
轨底拉应力/MPa	82.54	80.16	96.49	96.03
轨枕轨下截面应力/MPa	2.44	2.44	2.91	2.9
轨枕中间截面应力/MPa	1.3	1.31	1.64	1.63
道床顶面应力/MPa	0.26	0.26	0.34	0.35
路基顶面应力/MPa	0.07	0.07	0.09	0.09

从表 4-10 可以看出:

测点处的横向位移与轨底中心点处的横向位移的差值即为钢轨小反引起的轨头位移, 它在整个轨头横向位移中占有很大比重, 大约为轨头横向位移值的 90%, 因此控制钢轨横向位移主要是限制钢轨小反。加装轨距杆等提高钢轨横向刚度的方法并不能有效降低轨头的横向位移, 而适当增加钢轨的垂向支撑刚度(如使用轨撑)降低其横向位移的效果更明显。

使用轨撑和轨距杆后, 钢轨、轨枕的位移与加强前相比有显著的降低, 如轨底的横向位移减小了 1 倍多。轨道强度的各个指标值也均有所降低, 说明加强后轨道结构的受力状态远比加强前优越。

作为示例, 给出了一个有轨撑作用时钢轨的应力云图, 如图 4-3。

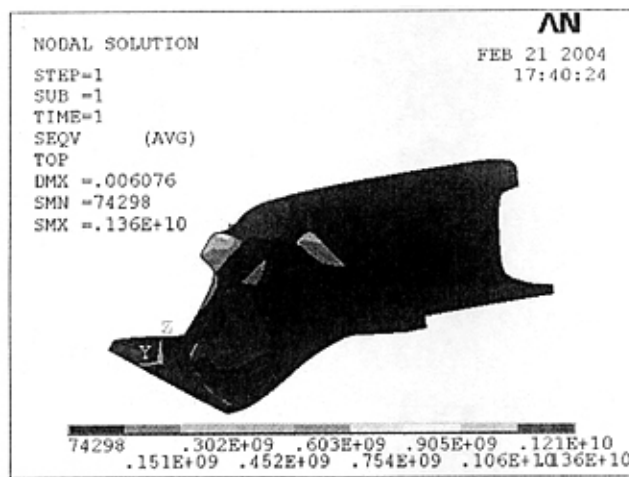


图 4-3 有轨撑作用时的钢轨应力云图

4.3 小半径曲线轨道强化方案的初步探讨

随着列车速度的提高, 对线路的破坏必然加大, 轨道设备变形积累增加, 伤损加剧, 要实现提速, 确保列车安全运行, 就要对小半径曲线轨道结构进行技术更新和合理强化。

1. 使用重型钢轨。我国的主要干线上铺设了 60kg/m 钢轨, 运营实践表明, 与以前铺设的 50kg/m 钢轨相比, 重型钢轨对提高轨道强度, 增加轨道稳定性及减少养护维修费用的作用是显著的。4.2 节计算了 60kg/m 与 75kg/m 两种钢轨在相同工况下强度与位移, 从结果可以看出, 重型钢轨可以明显降低轨道各部分的强度与位移, 轨排的整体性得到了加强。各部分的强度值均还有较大的安全余量, 位移也较小, 且根据国外高速铁路试验所得数据知, 钢轨应力与列车速度无明显的相应关系, 这都说明 60kg/m 钢轨

能满足高速及重载条件下的强度要求。但目前暴露的问题是它的材质抗磨性能较差和伤损严重。建议在小半径曲线上换铺全长淬火轨或稀土轨，从长远看，应发展跨区间的超长无缝线路。

2. 混凝土轨枕的使用。轨枕作为轨道的主要部件，对轨道的强度和稳定性均具有重要的影响。

混凝土轨枕与木枕相比，其质量和底面积均比木枕大。轨枕质量的增大，提高了轨排在道床上的横向稳定性；底面积的提高增加了道床的支撑面积，减少了道床变形；此外，在相同的载荷和道床支撑条件下，如用加长的混凝土枕能够减少了轨枕中间断面的负弯矩，但也增加了轨枕成本和路基宽度。混凝土轨枕线路对钢轨、轨枕位移的控制作用较木枕强许多，这将提高列车运行的安全性。因此使用重型混凝土轨枕，即使增加一些费用，也是值得的。

轨枕的配置对道床应力的分布有很大的影响。计算结果表明，减小轨枕间距具有能够减小轨底道床应力，达到道床应力在纵向分布趋于均匀的效果，从而可以减小道床的厚度，节约道碴用量。轨枕配置的增加还可以增加轨道的横向阻力，增加了轨道的稳定性。但考虑到过小的轨枕间距会妨碍道床作业，建议取轨枕配置 1760 根/km。

3. 扣件可以阻止钢轨相对于轨枕的移动，并能在动力作用下充分发挥其缓冲减振性能，延缓轨道残余变形积累。从计算结果看，增加扣件横向刚度对轨道的位移与强度无明显的影响，但扣件的垂向刚度对轨道的位移和强度影响较大，考虑到扣件的垂向刚度对钢轨横向位移的影响，其刚度不宜太小。

4. 从计算结果可以知道，轨距杆能够显著降低轨底横向位移，相对而言，轨头的位移降低很小，轨道设备的强度也基本保持不变。考虑到轨底的横向位移的绝对数值较小，且其在使用过程中，无论是粘接式还是绝缘片式，都易联电，造成红光带，建议减少轨距杆的使用，这对减小信号故障有积极作用，同时，也减少了设备维修资金的投入。

5. 采用轨撑对小半径曲线带来了明显的好处：加强了小半径曲线强度，提高了钢轨的稳定性；保证了钢轨的相对位置不变，大胶垫不易压溃，钢轨不易小反，不易造成钢轨轨距扩大。减小了轮轨横向力作用所造成的钢轨横向变形，可以提高列车运行稳定性。从计算结果可以看出，使用轨撑后，钢轨的垂、横向位移比使用前有了大幅度的下降，轨道强度值也出现不同程度地下降。

第 5 章 山区小半径曲线轨道结构强化的

试验验证

为了验证小半径曲线轨道上各种加强措施的有效性和可行性,在成都铁路局的大力支持与配合下,西南交通大学列车与线路研究所于 2003 年 4 月 24~29 日,对山区小半径曲线轨道强化技术试验段进行现场动力性能测试。

5.1 小半径曲线轨道试验概况

成都铁路局管辖线路地处山区铁路,桥隧相连,曲线特别是小半径曲线居多,正线轨道延长 4409km,其中曲线轨道延长 1997km,约占正线轨道的 45.3%。长期运营实践表明,它不仅给线路养护维修工作带来极大困难,致使工务设备破损严重,轨道几何尺寸难以保持,部件寿命缩短,运营开支过大,也给安全行车造成极大隐患,严重制约了山区铁路运输的发展。虽也曾采取过上下股加设轨撑、加密轨距拉杆、增设护轨、加大铁垫板等措施,但均未取得明显效果。近年来,为解决曲线轨道这一技术难题,成都铁路局自行设计、研制和试铺了适用于不同小半径曲线的新型混凝土轨枕,取得了一定效果。这些新型混凝土轨枕和弹性扣件在不同小半径曲线上的试铺和应用在我国铁路上尚属首次,但它的动力性能、安全评价、使用寿命、养护维修及其配套技术等有关问题还缺乏系统的试验验证,需要进行深入、系统、综合的研究工作,为我国山区铁路小半径曲线轨道的强化提出具有指导意义的技术对策和加强措施。

通过试验,我们对比分析了铺设新型 III 型枕和铺设木枕的轨道结构的动力性能,从而达到评价 III 型枕轨道强化结构的性能及效果之目的,以便今后为进一步推广使用 III 型枕强化技术提供可靠的试验依据。

试验地(图 5-1)位于成渝线 K444+519.17~K444+765.55 处,曲线半径为 287m,曲线总长 237.38m,缓和曲线长 70m,外轨实设超高 125mm,曲线轨距加宽 15mm,曲线坡度 0.7‰。一半为木枕(配置 1920 根/km),一半为 IIIb-C 型砼枕(配置 1760 根/km),与 IIIb-C 砼枕过渡的 25m 木枕全部采用弹条分开式扣件(含轨撑),无失效枕,其余地段按《维规》要求安设拉杆。III 型枕的特点是:其结构更加合理,轨下和中间截面的设计承载力较 II 型枕等有较大的提高,采用无螺栓扣件的扣压力更能保持线路的稳定性。

为了便于比较,两个测试断面分别布置距圆曲线中点 15m 处的木枕和混凝土枕轨道上。对过往列车通过测试断面的各项动力指标进行测量,测试列车 30 趟,其中货物列车(SS 机车+C_{62A}货车)18 趟次,旅客列车(SS 机车+普通客车)12 趟次。列车通过速度在 49.5~70km/h 之间。主要测试以下几组物理量:力(轮轨垂、横向力,钢轨支点压力);位移(钢轨垂向、横向位移,轨枕垂向、横向位移);垂向加速度(钢轨垂向加速度,轨枕的垂向加速度)。这里

主要分析力与位移随速度的变化规律^[48]。



图 5-1 永川工务段 K444 试验地段概貌

5.2 主要测试结果及分析

5.2.1 力的测试结果及分析

1. 轮轨力和钢轨支点反力

列车以所有测试速度（范围为 49.5~68.5km/h）通过 K444 小半径曲线轨道一断面（铺设混凝土 III 型轨枕）和二断面（铺设木枕）时，机车、客车车辆与货车车辆作用下的曲线内外侧轮轨垂向力、轮轨横向力、钢轨支点压力和轮轨横向力实测最大值及最大平均值统计结果分别列于表 5-1~表 5-3，它们与速度的关系散点图分别如图 5-2~图 5-4 所示。

表 5-1 一、二断面处轮轨垂向力实测值统计结果（单位：kN）

车型	方位	最大值		平均最大值	
		木枕轨道	III型枕轨道	木枕轨道	III型枕轨道
机车	内侧	107.66	109.16	92.34	93.07
	外侧	163.99	171.49	137.37	153.18
货车	内侧	92.07	102.09	84.84	89.95
	外侧	138.54	151.05	124.49	142.23
客车	内侧	67.68	73.95	49.28	64.83
	外侧	105.16	112.21	91.47	103.12

表 5-2 一、二断面处轮轨横向力实测值统计结果 (单位: kN)

车型	方位	最大值		平均最大值	
		木枕轨道	III型枕轨道	木枕轨道	III型枕轨道
机车	内侧	96.5	99.83	67.31	70.03
	外侧	109.25	127.31	70.04	81.39
货车	内侧	68.36	72.07	38.63	46.82
	外侧	79.17	91.23	45.4	49.34
客车	内侧	41.78	55.03	20.01	29.17
	外侧	54.18	66.32	31.64	37.89

表 5-3 混凝土III型枕测点处钢轨支点压力实测值统计结果 (单位: kN)

车型	方位	最大值	平均最大值
机车	内侧	20	18.23
	外侧	56.3	48.86
货车	内侧	18.44	15.46
	外侧	48.37	37.71
客车	内侧	5.93	5.14
	外侧	24.16	20.67

图 5-2~图 5-4 分别给出了以上三个测试量随列车行车速度的变化关系。其中, 图 5-2 表示在机车作用下一、二断面外轨垂向力与列车速度的关系, 图 5-3 表示在机车作用下一、二断面外轨横向力与列车速度的关系, 图 5-4 表示在机车作用下一断面混凝土轨枕支反力与列车速度的关系。

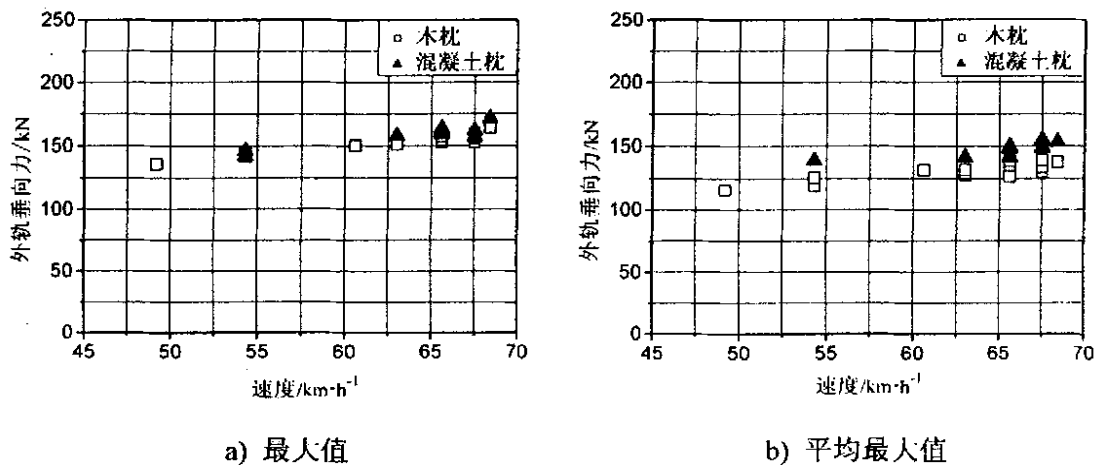


图 5-2 机车作用下一、二断面外轨垂向力与列车速度的关系

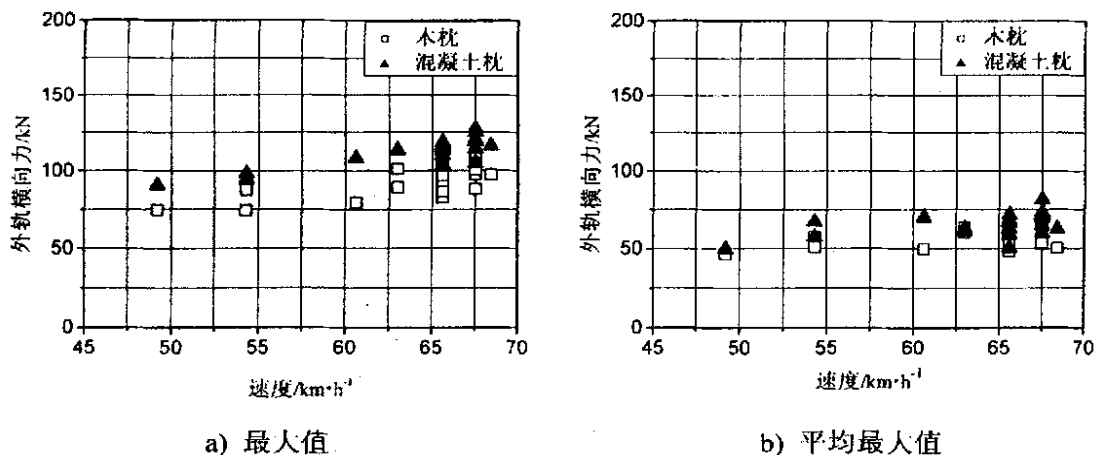


图 5-3 机车作用下一、二断面外轨横向力与列车速度的关系

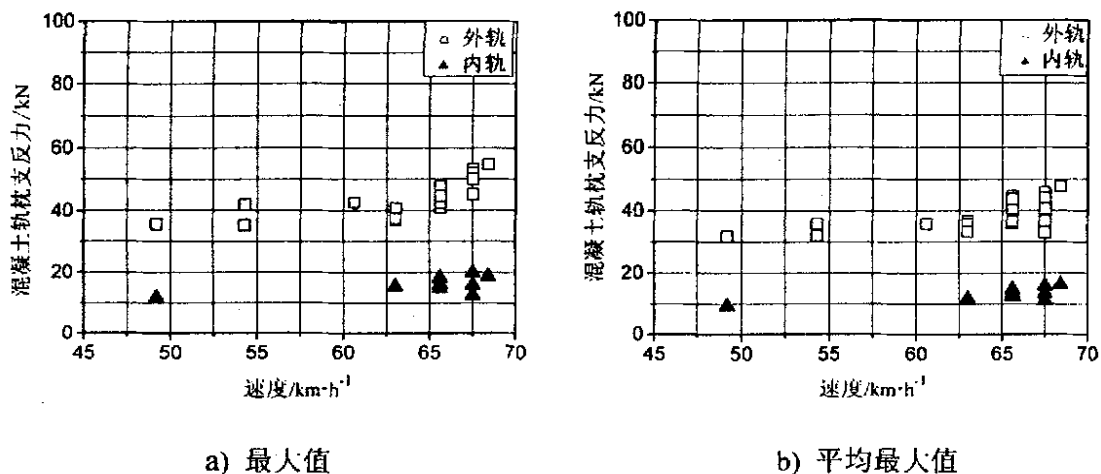


图 5-4 机车作用下一断面混凝土轨枕支反力与列车速度的关系

1. 由表 5-1 及图 5-2 中机车通过一、二断面测点时轮轨垂向力实测最大值及平均最大值统计结果之对比情况可以看出:

(1) 所有机车车辆通过木枕轨道结构时轮轨垂向相互作用力要略小于通过新型 III 枕轨道结构时的垂向作用力。

(2) 在整个测试速度范围内, 对于机车, 木枕线路上的轮轨垂向力最大值出现在机车以 68.5km/h 速度通过曲线轨道时的外侧, 达到 153.18kN, 而 III 型枕条件下最大轮轨垂向力为 171.47kN, 较木枕增加了 12%。

(3) 木枕轨道结构和 III 型枕轨道结构条件下的轮轨垂向力平均最大值之对比情况与其最大值之对比情况类似, 即机车通过 III 枕轨道结构时轮轨垂向力平均最大值为 153.18kN, 较木枕轨道结构有所增加, 增幅为 11.5%, 出现在 67.5km/h 速度时。

(4) 所有轮轨垂向力实测值均小于允许限值, 与各自静轮载相比, 机车作用下轮轨垂向相互作用的动态附加载荷均较小, 动轮载实测最大值分别约为静轮载的 1.49 倍。

2. 从表 5-2 及图 5-3 实测轮轨横向力最大值及平均最大值之统计结果可以得到:

(1) 机车车辆通过 III 型枕小半径曲线轨道时的单侧轮轨横向力较木枕轨道结构条件下的要大。

(2) 在整个速度范围内, 机车通过 III 型枕时轮轨横向力最大值及平均最大值 (均出现在 67.5km/h 速度时) 分别为 127.31kN 和 81.39kN, 较木枕轨道结构条件下的均有所增加, 增幅分别为 16.5% 和 16.2%。

(3) 由表 5-3 及图 5-4 中机车车辆作用下 III 枕轨道结构曲线轨道时内外侧钢轨支点压力最大值及平均最大值统计之对比结果, 可以发现: 机车以 49.5~68.5km/h 速度动态通过 III 型混凝土枕曲线轨道时, 内外侧钢轨支点压力最大值及平均最大值均随机车运行速度提高而增大, 曲线外侧支点压力较内侧的大 1 倍之多, 最大值分别为 20kN (内侧) 和 56.3kN (外侧), 平均最大值分别为 18.23kN (内侧) 和 48.86kN (外侧)。

上述对比分析结果表明: 山区小半径曲线轨道采用 III 型混凝土枕配套加强措施后, 机车车辆作用下的轮轨垂向力、轮轨横向力均较未采用加强措施线路 (原木枕轨道) 的相应值有不同程度的增加, 轮轨垂向力的最大值增幅为 12%。轮轨横向力的最大增幅为 16.5%。

5.2.2 位移的测试结果及分析

机车车辆以所有测试速度 (速度范围为 49.5~68.5 km/h) 通过第一、二测试断面时的钢轨垂向位移、横向位移、钢轨横向弹性挤开量、轨枕垂向位移及轨枕横向位移的实测最大值和平均最大值之统计结果分别列于表 5-4~表 5-9, 图 5-5~图 5-10 分别给出了相应指标的测试数据随速度变化的关系。

表 5-4 一、二测试断面处实测外侧钢轨垂向位移值统计结果 (单位: mm)

类 型	最大值		平均最大值	
	木枕轨道	III 型枕轨道	木枕轨道	III 型枕轨道
机 车	2.31	2.08	2.04	1.71
货 车	1.76	1.72	1.72	1.7
客 车	1.67	1.63	1.58	1.53

表 5-5 一、二测试断面处实测钢轨横向位移统计结果 (单位: mm)

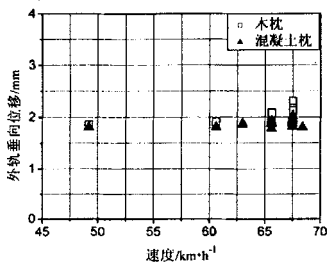
车 型	方位	最大值		平均最大值	
		木枕轨道	III型枕轨道	木枕轨道	III型枕轨道
机 车	内侧	5.76	3.05	3.15	1.81
	外侧	5.78	3.45	3.98	2.13
货 车	内侧	3.49	2	1.96	1
	外侧	4.92	3.04	3.05	1.96
客 车	内侧	2.65	1.18	1.18	0.56
	外侧	3.79	1.99	2.39	0.99

表 5-6 一、二测试断面处实测轨枕垂向位移统计结果 (单位: mm)

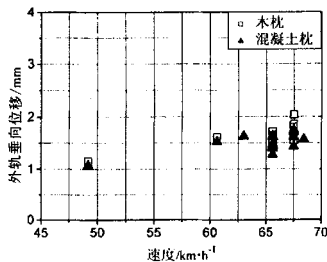
车 型	最大值		平均最大值	
	木枕轨道	III型枕轨道	木枕轨道	III型枕轨道
机 车	1.92	1.83	1.74	1.49
货 车	1.56	1.41	1.52	1.39
客 车	1.35	1.29	1.18	1.16

表 5-7 一、二测试断面处实测轨枕横向位移统计结果 (单位: mm)

车 型	最大值		平均最大值	
	木枕轨道	III型枕轨道	木枕轨道	III型枕轨道
机 车	0.55	0.49	0.47	0.39
货 车	0.48	0.38	0.41	0.31
客 车	0.32	0.24	0.25	0.23

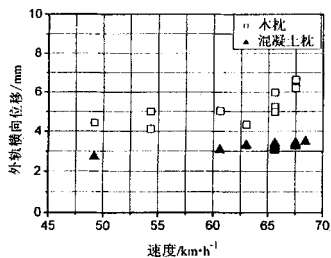


a) 最大值

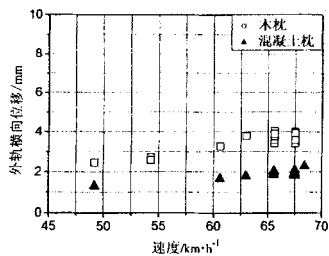


b) 平均最大值

图 5-5 机车作用下一、二断面外轨垂向位移与列车速度的关系

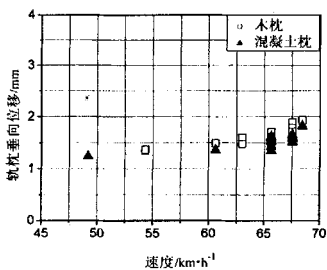


a) 最大值

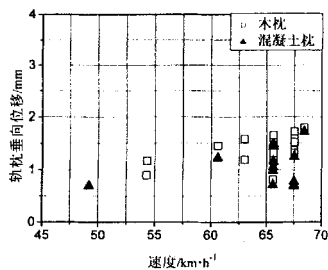


b) 平均最大值

图 5-6 机车作用下一、二断面外轨横向位移与列车速度的关系

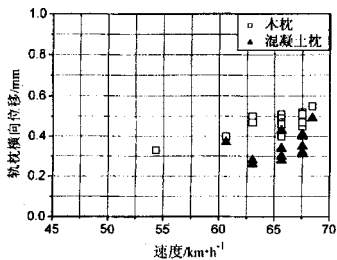


a) 最大值

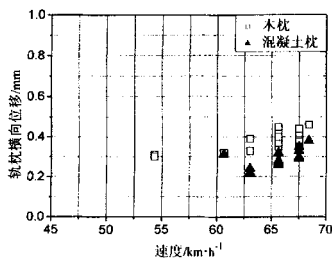


b) 平均最大值

图 5-7 机车作用下一、二断面轨枕垂向位移与列车速度的关系



a) 最大值



b) 平均最大值

图 5-8 机车作用下一、二断面轨枕横向位移与列车速度的关系

1. 表 5-4 及图 5-5 中过往列车通过小半径曲线轨道上 III 型枕和木枕测试断面时钢轨垂向位移最大值及平均最大值之统计结果表明：在机车作用下，III 型枕和木枕的钢轨垂向位移最大值分别为 2.08mm 和 2.31mm（均出现在 67.5km/h 时），前者较后者有所降低，降幅为 10%。两种轨道结构条件下钢轨垂向位移平均最大值分别为 1.71mm 和 2.04mm（均出现在 67.5km/h 时），III 型枕比木枕轨道要小 16.2%。

2. 从表 5-5 及图 5-6 中钢轨横向位移测试结果可以看出：在整个测试速度范围内，机车动态通过曲线轨道上的测点时，III 型枕轨道结构条件下钢轨横向位移最大值及平均最大值分别为 3.45mm 和 2.13mm，木枕条件下的相应值分别是 5.78mm 和 3.98mm，前者的最大值及平均最大值较后者下降幅度分别达 40.3% 和 46.5%。

3. 从表 5-6 及图 5-7 中轨枕垂向位移实测最大值及平均最大值的统计结果可以得出：机车通过时，III 型枕条件下的轨枕垂向位移最大值及平均最大值分别为 1.83mm 和 1.49mm，均较木枕条件下的（分别为 1.92mm 和 1.74mm）相应降低 4.7% 和 14.4%，均出现在 68.5km/h 速度时。

4. 表 5-7 和图 5-8 中轨枕横向位移实测统计数据表明：在机车作用下，在 III 型枕轨道结构测试断面处测量得到的轨枕横向位移最大值及平均最大值分别为 0.49mm 和 0.39mm，较木枕测试断面处测量值（分别为 0.55mm 和 0.47mm）分别下降 10.9% 和 17%，均出现在 68.5km/h 速度时。

综上所述，若山区铁路小半径曲线轨道采取 III 型枕替换原木枕轨道结构，轨道结构位移（包括钢轨垂向位移、横向位移、轨枕垂向位移及横向位移）均将明显减小，轨道结构变形将得到有效地控制，尤其是单侧钢轨横向位移的效果十分显著。例如：在所有测试工况中，钢轨垂向位移最大下降幅度为 16.2%，出现在机车 67.5km/h 时；钢轨横向位移最大下降幅度达到 58.6%；轨枕垂向及横向位移最大下降幅度分别为 14.4% 和 25%。

5.3 有限元模型的验证

建立了有碴轨道结构的有限元模型后，为了对其进行验证，以确定模型的正确性，笔者又依据参考文献[49]，对小半径曲线轨道动力性能进行仿真分析。试验中测量的物理量有：轮轨垂向力、轮轨横向力、钢轨与轨枕的垂向、横向位移等，本节将利用所建立的轨道结构有限元模型计算相应的物理量，并以此作为验证的依据。

将实测轮轨力作为外载荷（表 5-8），选择了四组有代表性的荷载工况，根据上述有限元模型计算钢轨、轨枕位移，并将计算结果与实测结果加以对比，以校验有碴轨道结构有限元分析的可靠性。

为尽量保证仿真计算准确，荷载假设作用在轮轨接触斑区域内，其接触斑的大小、形状和位置尽量考虑到列车行车时的实际情况，接触斑的大小、形状及接触点的位置由参考文献[50]和[51]确定。其接触椭圆的面积取为 150mm^2 ，

接触点的位置偏离钢轨中心线向内侧 6mm。

表 5-8 计算采用的四组实测载荷工况 (单位: kN)

工况	轮轨垂向力	轮轨横向力
1	150.67	86.23
2	152.71	91.62
3	156.21	93.25
4	171.49	107.75

对计算结果进行整理, 本次有限元仿真分析的计算与实测得到的位移结果之对比情况如表 5-9。

表 5-9 模型计算值与试验实测值的比较 (单位: mm)

工况	类别	钢轨垂向位移	钢轨横向位移	轨枕垂向位移	轨枕横向位移
工况一	计算	2.02	2.84	1.54	0.36
	试验	1.91	3.02	1.49	0.41
工况二	计算	2.1	2.88	1.71	0.39
	试验	2.01	3.04	1.63	0.44
工况三	计算	2.17	3.02	1.79	0.41
	试验	2.09	3.13	1.72	0.47
工况四	计算	2.28	3.09	1.9	0.43
	试验	2.18	3.25	1.83	0.49

从该表中, 我们可以得出以下结论:

1. 试验值与计算值之间的最大绝对位移差值为 0.18mm, 最大误差为 12.76%, 这种情况同时发生于工况 3 的轨枕横向位移处。试验值与计算值之间的绝对位移差值主要分布于 0.05~0.11mm, 绝对位移差主要分布于 3.35%~11.36%。但总体上计算值与试验值吻合较好, 由此表明本文所建立的有碴轨道结构有限元分析模型能够较真实地再现实际运营工况, 具有较高的可靠度, 能够用来分析轨道结构强度问题。

2. 在该表中, 有限元仿真分析的计算结果同试验的测定结果相比有一定的误差, 个别还比较大。这主要是由于工程试验与模型中材料的复杂性, 主要体现在如下: 一方面, 随着线路的使用, 轨下胶垫老化, 道床压实, 导致道床垂向刚度增大, 现场的混凝土轨枕扣件扣压力不足, 致使其横向刚度减小, 另一方面轨道材料参数与实际情况可能还有些出入, 从而使理论分析结果和试验结果之间产生差别。

3. 由本次仿真分析的结果还可以看出, 在具体的工程计算中, 一般情况下, 只要能根据实际工作要求, 建立起比较好的有限元模型, 并采取较好的仿真分析方法, 完全可以利用有限元分析的手段对试验进行虚拟分析, 乃至部分或完全取代相应的试验。这样, 一方面可以节省大量的人力、物力和财力, 另一方面也可以很方便的得到一些较为全面而直观的结果, 以便为具体的设计或研究

工作时提供参考。

为了更直观地看出钢轨、轨枕的垂向、横向位移的变化趋势，本节还给出了钢轨的垂向位移（应变）云图，具体见图 5-9。由于 4 种工况下钢轨、轨枕位移的变化趋势是一致的，而仅有数值上的差别，故本文仅给出了其中工况 2 下的垂向位移云图，其余工况下的相应分析图就不再一一给出。在所给出的垂向位移云图中，图 5-9 显示了钢轨垂向位移沿轨长方向的变化趋势。

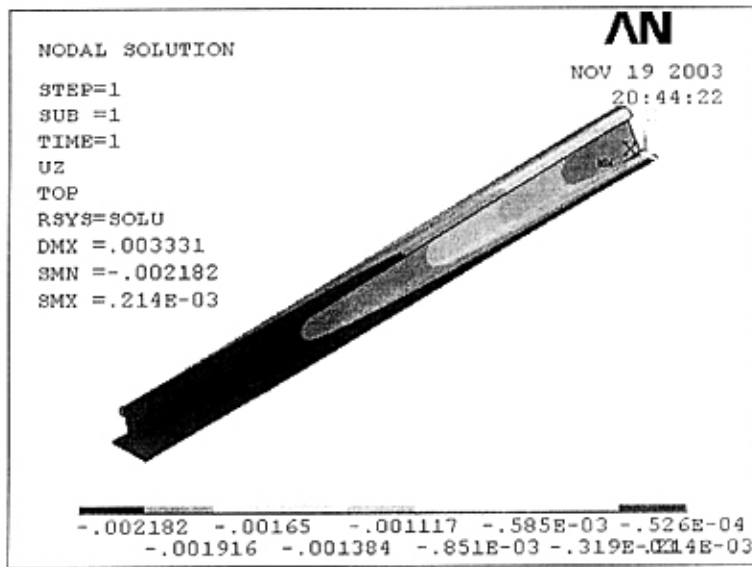


图 5-9 钢轨局部模型应变云图

5.4 小半径曲线轨道强化措施使用效果的验证

针对成渝线试验段上三种不同类型的强化轨道（木枕轨道加装轨距杆和轨撑，混凝土 II、III 型轨道仅使用轨距杆），本节将对它们的使用效果进行分析，其中主要进行木枕与混凝土 III 型枕轨道的强化对比。

表 5-10 给出了在相同工况下，三种不同类型强化轨道的计算结果。

表 5-10 不同类型强化轨道对轨道的位移与强度的影响

项 目	木枕强化	II 型枕强化	III 型枕强化
钢轨垂向位移/mm	2.97	2.98	2.55
钢轨横向位移/mm	6.04	5.31	4.26
轨枕垂向位移/mm	0.3	0.23	0.22
轨枕横向位移/mm	2.52	2.42	2.1
轨头压应力/MPa	0.64	0.58	0.46

轨底拉应力/MPa	135.1	133.23	125.36
轨枕轨下截面应力/MPa	82.54	80.41	74.54
轨枕中间截面应力/MPa	2.44	2.92	3.05
道床顶面应力/MPa	1.3	1.71	1.73
路基顶面应力/MPa	0.26	0.29	0.26

从上表的结果可以看出：

在相同工况下，采用混凝土枕的轨道结构，无论是 II 型枕轨道还是 III 型枕轨道，对轨道位移的控制作用都强于木枕轨道。其中，对于钢轨的垂向位移，木枕轨道要比混凝土 III 型枕轨道大 17% 左右，钢轨的横向位移木枕轨道更是要大出 42% 之多，轨枕的垂向位移两者也相差 20% 左右，横向位移差为 40% 左右。可见，采用混凝土 III 型枕强化轨道比木枕强化轨道更易保持轨道的稳定性，提高了运营安全性。从木枕轨道到混凝土 II 型枕强化轨道和 III 型枕强化轨道，钢轨的应力逐渐下降，但幅度不是很大，与之相反，轨枕的弯矩却在增大，对道床、路基顶面的应力，木枕轨道与 III 型枕强化轨道相当，均比 II 型枕强化轨道稍小。

由现场试验结果可知，采用 III 型枕后，所有轨道结构位移均减小，变形得到了有效的控制，钢轨横向位移的效果最明显，最大下降幅度达到 58.6%，钢轨垂向位移、轨枕垂向位移和横向位移亦有较大幅度的下降，最大幅度分别是 16.2%、14.4% 和 25%。这与模型的分析结果相近，同时也证明试验段的加强措施是有效的。

由模型计算和现场试验结果，结合 4.3 节的分析，本文认为试验段的加强措施还可以从以下几个方面进行优化：

- (1) 在小半径曲线上铺设无缝钢轨；
- (2) 增大轨枕配置，建议采用 1760 根/km；
- (3) 设计更科学的轨撑与合理配置。

5.5 轨道强度的校核与检算

5.5.1 强度理论的合理选择

本次进行强度校核的对象是钢轨、轨枕（包括木枕和混凝土枕）、碎石道床、路基等轨道部件，计算的项目分别应为钢轨轨底最外纤维拉应力和轨头最外纤维压应力，木枕顶面的承压应力，混凝土轨枕的轨下截面弯矩与中间截面弯矩，道床顶面应力，路基顶面应力。针对不同的校核对象应选择相应的强度理论加以检算。

在工程问题中，实践已经表明，材料的破坏形式基本上可分为脆性断裂和塑性屈服（或发生明显的塑性变形）两大类。长期以来，人们针对这两种强度破坏的形式，提出了两类关于材料在复杂应力状态下发生强度破坏的假说，即通常所说的强度理论。解释材料发生脆性断裂的理论包括最大拉应力理论和最

大伸长线理论；解释材料发生塑性屈服的理论有最大剪应力理论和应变能理论等。这些理论分别假设材料发生某种类型的破坏，是由某一主要因素所引起的。这样，就可以利用简单应力状态下的试验结果，去推断各种复杂应力状态下的强度，从而建立起相应的强度条件^[22]。

钢轨为金属材料，通常发生塑性屈服，故采用应变能理论。由于混凝土、道床和路基的材料的本构关系和破坏准则并不为人们熟知，本文特对其相应的强度理论进行分析。

混凝土是指用水泥、沥青或合成材料作胶凝材料固结而成的材料的总称。一般来说，混凝土材料的抗压强度较大，抗拉强度较小，所以，在实际的工程实践中，混凝土制件主要做受压件，而不适用于受拉强度较大的场合。针对混凝土材料的这种特点，本文选用最大拉应力理论对轨枕进行初步的强度校核^[22]。道床和路基的材料也具有与之相似的特性，故采用同样的强度理论。

最大拉应力理论指出，最大拉应力 σ_1 是引起材料脆断的主要因素，即不论材料处于何种应力状态下，只要单元体中的最大拉应力达到材料在单向拉伸试验下发生脆断时的极限拉应力 σ_b ，材料就会发生脆断破坏。按此理论，材料发生脆断破坏的条件为 $\sigma_1 < \sigma_b$ ，将极限拉应力 σ_b 除以安全系数，得到的材料的容许拉应力 $[\sigma]$ 。所有，按此理论建立的强度条件为 $\sigma_1 < [\sigma]$ 。

应变能理论认为：决定材料塑性屈服破坏的主要因素是单元体的形状改变比能 u_d ，也就是说，不论材料处于何种应变状态，只要其形状改变比能达到材料单向拉伸屈服时的形状改变比能 u_{dix} ，材料即发生塑性屈服破坏。因此，其塑性屈服破坏条件为 $u_d = u_{dix}$ 。

5.5.2 轨道部件强度检算

钢轨强度检算时，基本应力包括垂向荷载作用下的动弯应力和因温度变化而产生的温度应力。钢轨温度应力对铺设 60kg/m 轨线路可取：轨长 12.5m 时取 42.5MPa，轨长 25m 时为 51MPa。钢轨许用应力为钢轨屈服极限与安全系数的比值，普通碳素轨屈服极限为 405MPa，低合金轨 457MPa，PD3 型新轨为 880MPa^[20]。

轨枕强度检算时，对木枕检算其顶面承压应力 σ_s ，木枕的横纹允许承压应力 $[\sigma_s]$ 与木材材质有关，松木取 1.4 MPa，杉木为 10.4 MPa，桦木 3.9 MPa，桉木 4.2 MPa。对混凝土枕则须检算弯矩，其弯矩等于轨枕应力与轨枕截面模量的积（在实际工作状况下，轨枕处于正常使用状态），须分别检算轨下截面正弯矩 M_g 与轨枕中间截面负弯矩 M_c 。混凝土枕的允许弯矩与轨枕类型有关，对轨下截面允许弯矩 $[M_g]$ ，混凝土 II 型枕可取为 13.3 kN·m，III 型枕 19.2 kN·m，对中间截面允许负弯矩 $[M_c]$ ，混凝土 II 型枕可取为 10.5 kN·m，III 型枕 17.6 kN·m^[5]。

道床应力分析时，检算结果可以从程序中直接读取。道床允许承压应力 $[\sigma_n]$ ，对碎石道床 $[\sigma_n] = 0.5$ MPa，卵石 $[\sigma_n] = 0.4$ MPa，矿渣 $[\sigma_n] = 0.3$ MPa；路基表面

允许承压应力 $[\sigma_r]$ ，对新建线路路基 $[\sigma_r]=0.13$ MPa，既有线路基 $[\sigma_r]=0.15$ MPa。

结合现场实际，本节选则的允许强度值分别为：钢轨允许应力 $[\sigma_g]=\sigma_s/K=880/1.3=677$ MPa，温度应力 $\sigma_t=51$ MPa，道床允许承压应力 $[\sigma_h]=0.5$ MPa，路基表面允许承压应力 $[\sigma_r]=0.15$ MPa，轨枕的允许值由轨枕类型确定。

现场测试数据中，最大轮轨垂向力与横向力并不一定同时出现在某一位置，为检算轨道强度，从安全性方面考虑，将它们同时作为钢轨的荷载。另外还设置了一组极限设计荷载。

表 5-11 强度检算的三种极限工况（单位：kN）

工况	轮轨垂向力	轮轨横向力
一	163.99	109.25
二	171.49	127.31
三	300	130

表 5-12 混凝土 III 型枕轨道强度检算

工况	轨底拉应力/MPa	轨头压应力	轨枕轨下截面弯矩 MN/m	轨枕中间截面弯矩 MN/m	道床顶面应力/MPa	路基表面应力/MPa
二	74.54	125.7	6.65	2.61	0.26	0.06
三	175	267.35	9.07	2.78	0.42	0.12

表 5-13 木枕轨道的强度校核

工况	轨底拉应力/MPa	轨头压应力/MPa	木枕顶面承压/MPa	道床顶面应力/MPa	路基表面应力/MPa
一	91.02	145.3	1.19	0.33	0.09
三	198.44	302.47	2.14	0.59	0.2

由表 5-12 和表 5-13 中的计算结果可以看出，对钢轨而言，两种轨道类型在三种工况下的计算结果都满足各自的许用强度要求，且富裕量较大，混凝土轨枕的轨下与中间截面弯矩也都满足强度要求，特别是中间截面的强度值较允许值小很多，道床、路基顶面的应力也都小于其允许应力。木枕轨道在工况 3 下的计算结果，钢轨强度满足其强度要求，而其它的结果则已经超过了许用值，可见木枕轨道的承载能力较混凝土的差，混凝土轨枕的优势较明显。

为了详细地了解道床中应力及位移的分布与变化趋势^[56]，一些典型的应力应变云图如下所示。

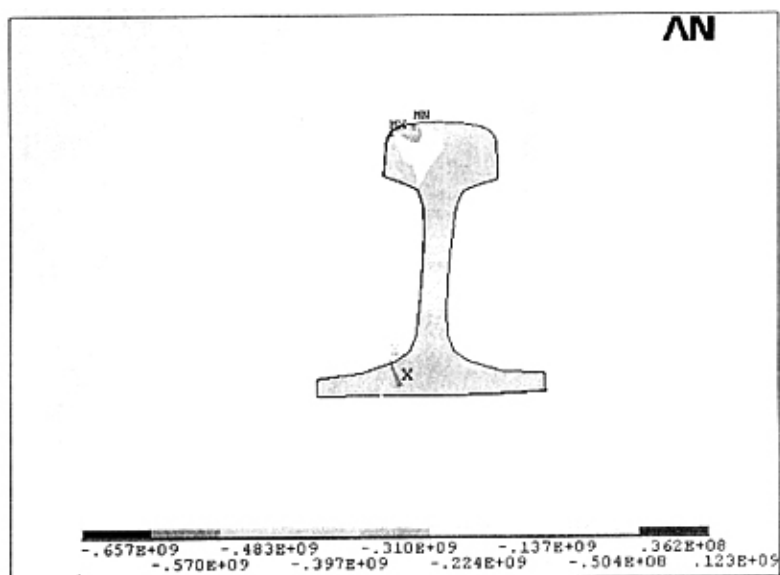


图 5-10 钢轨横截面内的剪应力分布云图

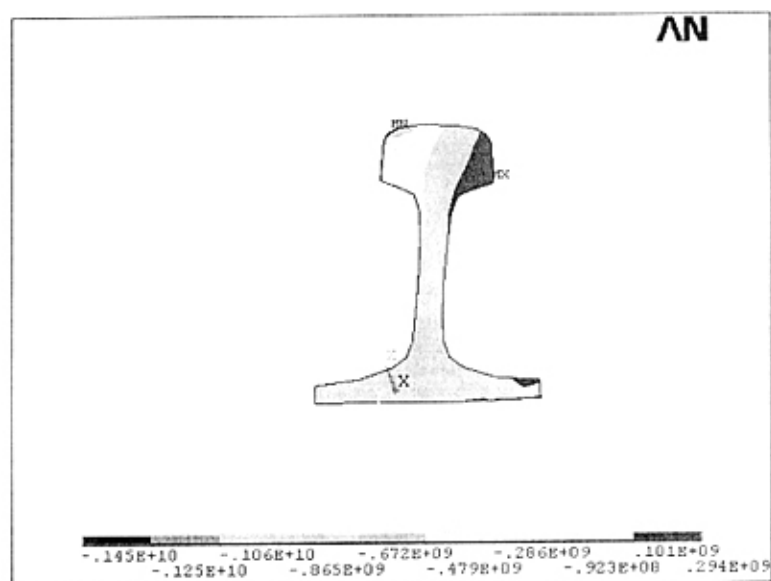


图 5-11 钢轨横截面内的弯应力分布云图

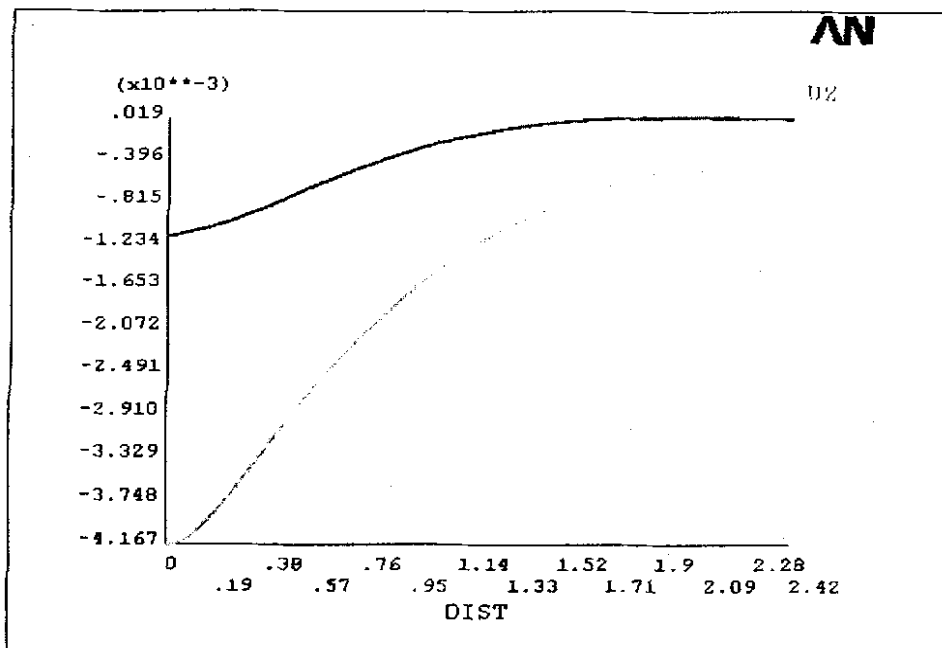


图 5-12 钢轨挠曲变形曲线图

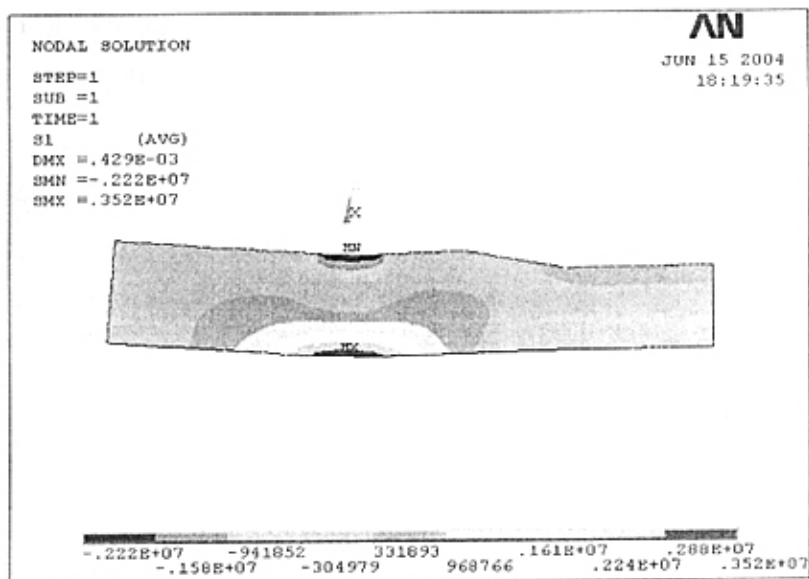


图 5-13 混凝土轨枕应力云图

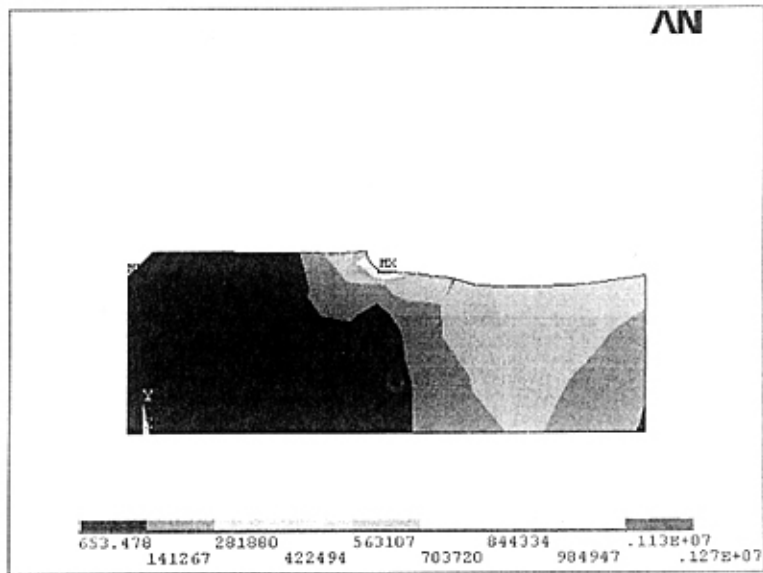


图 5-14 混凝土 II 型枕考虑挡肩时的应力云图

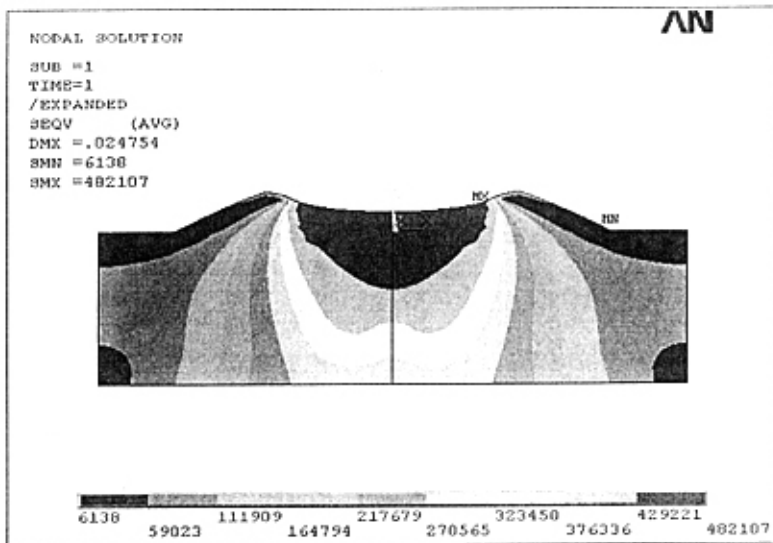


图 5-15 单根轨枕下道床—路基中的压力分布

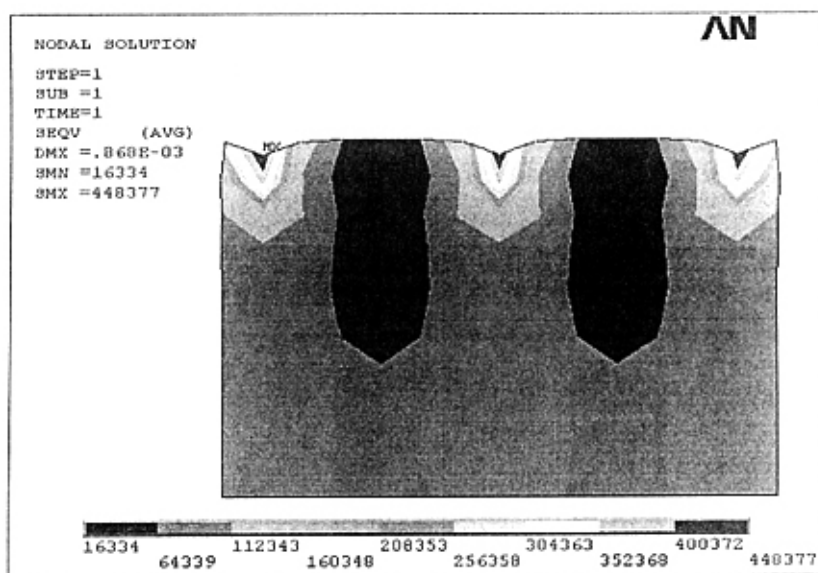


图 5-16 邻枕对道床一路基压力分布的影响

结 论

综合本论文对有碴轨道结构所做的有限元分析工作,可以得到以下几点结论:

1. 在反复摸索的基础上,本文建立了有碴轨道结构的有限元模型。有碴轨道是一个由多种材料组成的复杂工程结构,本文将几种不同类型的单元和材料有机的组合起来,保证了所建模型的合理性与可靠性。并且,根据已经做过的大量工作,笔者认为,正确选择各参数值是有碴轨道有限元模型可靠与否的关键。

2. 利用轨道结构有限元模型,本文详细分析了钢轨类型、轨枕类型与配置、扣件刚度、轨距杆与轨撑等对轨道强度及位移的影响。从计算结果可以看出:

(1) 重型钢轨对提高轨道强度,增加轨道稳定性的作用显著。75kg/m 钢轨与 60kg/m 钢轨相比,整体上性能均有不同程度的提高。受载荷作用时,钢轨、轨枕的位移前者较后者小,其中钢轨横向位移减少的幅度比垂向位移稍小,大约在 5% (钢轨垂向位移减小的幅度在 10% 左右),轨枕的降幅比钢轨稍小。从各个强度指标看,应力都有所降低,反映了重型钢轨使轨道受力更加均衡,轨道各部分强度的降低也有利于延长轨道使用寿命,提高运输效能。

(2) 混凝土 III 型枕的使用提高了轨排在道床上的稳定性。在相同计算工况下,混凝土 III 型枕较木枕轨道,钢轨垂向位移下降约在 45%,横向下约 40%,轨枕位移的降幅也在这个水平上,木枕和 II 型枕与 II 型枕和 III 型枕相比,前者的相对降幅较大,说明换装混凝土枕对轨道的强化有重要的意义。除轨枕的弯矩外,III 型枕轨道的其它强度指标均比木枕小,道床、路基应力的减小将提高道床和路基的使用寿命,减少它们的变形。由现场试验结果可知,采用 III 型枕后,所有轨道结构位移均减小,变形得到了有效的控制,钢轨横向位移的效果最明显,最大下降幅度达到 58.6%,钢轨垂向位移、轨枕垂向位移和横向位移亦有较大幅度的下降,最大幅度分别是 16.2%、14.4% 和 25%。这与模型的分析结果相近。

轨枕配置对轨道的影响也较大。随着配置的增加,轨道的强度与位移均有不同程度的降低,幅度不大,多在 10% 以下。可见,增大轨枕配置能够减小轨底道床应力,达到道床应力在纵向分布趋于均匀的效果,从而可以减小道床的厚度,节约道碴用量,且增大了轨排的横向稳定性。

(3) 扣件的横向刚度对轨道的强度和位移影响很小,钢轨、轨枕的垂向位移及轨道各部分应力都基本不变,只有钢轨、轨枕的横向位移随横向刚度的增加而减小,其横向刚度每增大 4MN/m,横向位移减小的幅度仅为 5% 左右。相对而言,扣件的垂向刚度对轨道的强度和位移影响较大,其垂向刚度每增加 10MN/m,钢轨的垂向位移最大下降幅度为 9.9%,横向位移的最大降幅 7.6%,相应的轨枕位移的降幅比钢轨稍小,除钢轨应力外,其它强度指标均增加,但

增幅也不大,在 10% 以下。由此表明:扣件的垂向刚度对轨道强化的影响比横向刚度的影响大,这要求轨下胶垫的刚度不能过低。

(4) 在相同工况下,使用轨距杆前后,对混凝土 III 型枕轨道:轨底中心点处的横向位移减小约 75%,测点处横向位移减少幅度不明显,约为 10%,钢轨垂向位移加强前后相差非常小;对木枕轨道(使用轨撑),轨底中心点处的横向位移减小约 60%(如果没有轨撑的同时作用,控制轨距的效果比混凝土枕明显),测点处横向位移也减少幅度不大,约为 5%,其它计算指标也相差不大。结果表明使用轨距杆对控制轨底横向位移效果显著,但对控制轨头位移却效果不佳。对轨道各部件的强度值,使用轨距杆前后没有明显的改变。测点处的横向位移与轨底中心点处的横向位移的差值即为钢轨小反引起的轨头位移,它在整个轨头横向位移中占有很大比重,大约为全部位移值的 90%,因此控制钢轨横向位移主要是限制钢轨小反。加装轨距杆等提高钢轨横向刚度的方法并不能有效降低轨头横向位移,而适当增加钢轨的垂向支撑刚度(如使用轨撑)降低其横向位移的效果更明显。

(5) 当木枕轨道使用轨撑加强轨道时,轨撑对钢轨的横、垂向位移的控制作用都比较大。使用轨撑能降低钢轨垂向位移 30%,横向位移 30% 左右,钢轨、道床的应力等值也都相应降低。这主要是因为轨撑加大了钢轨的支撑面积与轨下支撑刚度。

3. 在对山区小半径曲线试验结果进行分析的基础上,本文选取了几组实测轮轨力作为模型的载荷,计算的位移值与实测结果吻合较好,表明本文建立的轨道结构模型能够真实地反应实际工况。又对三种不同类型的强化轨道进行了对比,结果是强化后的轨道位移与强度得到了较好的控制,这就验证了试验段轨道强化措施的合理性,最后提出了一些轨道强化的建议。

4. 选取了有碴轨道结构受设计极限载荷作用时的工作状况为计算工对有碴轨道的强度问题进行了初步的有限元分析。结果表明,在所给的计算工况下,有碴轨道各部件均满足强度要求。

通过本文所做的工作,笔者认为,对于有碴轨道的强度问题进行有限元分析是完全可行的。在此基础上,则可进一步开展以下几项工作。

(1) 进一步优化模型参数,使其更贴近实际,能准确再现现场状况,尤其是道碴材料的参数选择,可为更加深入地研究道碴的动力性能提供参考。

(2) 优化轨道强化方案,利用模型进行仿真,进而部分取代相应的室外试验,从而节省大量的人力、物力、财力。

(3) 鉴于轨撑在小半径曲线加固方面的重要作用,有必要进一步研究新型轨撑,ANSYS 可以对此进行优化设计。

致 谢

在论文完成之际，我谨向所有关心、帮助、鼓励和支持过我的老师、同学、亲人和朋友表示衷心地感谢！

本论文在指导老师翟婉明教授的悉心指导下终于顺利完成，在选题、论文计划和大纲制定以及全部研究、论文编写工作中，倾注了导师的心血。导师渊博的知识，严谨的治学和科研态度，平易近人的为师风范和孜孜不倦的工作精神使我深受感动和鼓舞，获益良多，这必将使我受益终身。在生活上，导师也给予了极大的关怀，使我能够很好地完成硕士阶段的学习。在此，谨向导师表示衷心的感谢和深深的敬意！

要特别感谢列车与线路研究所的王其昌教授和蔡成标副教授。感谢王教授无私地提供给学生许多宝贵的资料和对论文所提的宝贵的建议，使我在论文完成过程中理顺了思路，开阔了视野。王教授虽年近古稀，但工作热情不减，思维清晰，令学生钦佩不已！值得我辈永远学习。感谢蔡教授对学生计算机应用方面所给予的帮助及生活方面所给予的关心！

本论文的完成也离不开研究所其他各位老师和师兄弟们的帮助。我要感谢王开云老师、赵春发老师、徐志胜博士、高建敏博士、罗震博士、张雷硕士等对我论文完成所给予的帮助！在三年的学习生活中，大家互相帮助，共同进步，结下了深厚的友谊。在离别之际，谨向这些师兄弟们表示谢意，并衷心地祝愿他们学业有成，生活幸福！

最后我要感谢我的父母和家人对我学业的支持和鼓励。在我三年的研究生学习期间，他们从精神上和物质上给予了无私的帮助，使我更好地投入到学习和工作中，得以顺利完成论文。在此我向它们表达我深深的谢意和感激！

参考文献

- [1] 雷晓燕. 铁路轨道结构数值分析方法. 中国铁道出版社, 1998
- [2] 卢祖文. 铁路轨道结构及修理. 中国铁道出版社, 2002
- [3] 王其昌. 铁路线路大修工程. 中国铁道出版社, 1994
- [4] A.D.Kerr. Railroad Engineering. Class Notes, University of Delaware, 1981
- [5] Mohammadi, Mohsen, Karabalis, Dimitris L. Dynamic 3-D soli-railway track interaction by BEM-FEM. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 1995
- [6] W.M.Zhai & X.Sun. A detailed model for investigating vertical interaction between railway vehicle and track. Vehicle System Dynamics, Supplement, 23, 603-615, 1994
- [7] X.Y.Lei. Research on parameters of mechanical models for track structures of high speed railway. Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, (3)2, 29-37, 1999
- [8] Makoto ISHIDA, Shigeru MIURA and Akiko KONO. Track dynamics model and its analytical results, RTRI Report, 11(2), 19-26,1997
- [9] Makoto ISHIDA. The past and future of track dynamics models. RTRI Report, 14(4), 1-6,2000
- [10] Coenraad Esveld. Modern Railway Track. 2001
- [11] Esveld, Zand, Scheepmaker, Suiker. Dynamics behaviour of railway track. Rail Engineering International Edition. 1996
- [12] 邢书珍. 铁路轨道结构强度计算矩阵解法. 中国铁道出版社, 1994
- [13] 张绍华. 钢轨三向应力有限元分析. 铁道学报, 1998, Vol.10, No.9
- [14] 王其昌, 陆银根. 铁路新型轨下基础应力计算. 中国铁道出版社, 1987
- [15] O.C.Zienkiewica. The Finite Element Method. McGraw-Hill, Inc, 1997
- [16] 丁皓江. 弹性和塑性力学中的有限元法. 机械工业出版社, 1989
- [17] 刘涛. 精通 ANSYS. 清华大学出版社 2001
- [18] 吕西林. 钢筋混凝土结构非线性有限元理论与应用. 同济大学出版社, 1999
- [19] 董疏利. 混凝土非线性力学基础. 中国建筑工业出版社, 1997
- [20] 郝赢. 铁道工程. 中国铁道出版社, 2002
- [21] 董大陨. 铁路轨道. 中国铁道出版社, 1985
- [22] 刘成轩. 高速车辆地面系统结构有限元分析. 西南交通大学硕士学位论文, 2000
- [23] 翟婉明. 车辆—轨道耦合动力学(第二版). 中国铁道出版社, 2002
- [24] 韩卫军. 高速铁路板式轨道动力特性研究. 西南交通大学硕士学位论文, 1999
- [25] 中华人民共和国铁道行业标准铁道混凝土轨枕下用橡胶垫板技术条件 (TB2626-1995) 1995

- [26] 铁道部工务局. 轨道. 中国铁道出版社, 1998
- [27] 铁道部第一工程局. 轨道. 中国铁道出版社, 1996
- [28] 雷晓燕. 轨道力学与工程新方法. 中国铁道出版社, 2001
- [29] 吴代华. 材料力学. 武汉工业大学出版社, 1993
- [30] ICE2 technical data. Rail International, Aug-Sep.1996
- [31] Josef Eisenmann. Railroad track structure for high-speed lines. Railroad Track Mechanics and Technology, 1978:39-61
- [32] Zienkiewicz O.C., Emson C., Bettess P. A novel boundary infinite element. Int. J. Nemer. Mech. Eng., 1983; 17: 393-404
- [33] 罗克奇. 铁路道床振动计算与试验. 长沙铁道学院报, 1996.(2)
- [34] 雷晓燕, 陈水生. 高速铁路轨道结构空间动力分析. 铁道学报, 2000, 22(5): 76-80
- [35] 苏谦. 高速铁路路基空间时变耦合系统动力分析模型及其应用研究. 西南交通大学博士学位论文, 2001
- [36] 佐藤吉彦. 新轨道力学. 徐勇译. 中国铁道出版社, 2001
- [37] 刘成宇. 土力学. 中国铁道出版社, 2002
- [38] ANSYS China. Modeling and Meshing Guide. 2000.1
- [39] 张国瑞. 有限元法. 机械工业出版社, 1991
- [40] 任辉启. ANSYS7.0 工程分析实例详解. 人民邮电出版社, 2003
- [41] 倪栋. ANSYS7.0 实例精解. 电子工业出版社, 2003
- [42] 任重. ANSYS 实用分析教程. 北京大学出版社, 2003
- [43] 龚曙光. ANSYS 基础应用及范例解析. 机械工业出版社, 2003
- [44] 王国强. 实用工程数值模拟计算及其在 ANSYS 上的实践. 西北工业大学出版社, 1999
- [45] 谭建国. 使用 ANSYS6.0 进行有限元分析. 北京大学出版社, 2002
- [46] 明海翔. 采用 II 型轨撑提高小半径曲线轨道强度. 铁道建筑, 2001, (6): 21-22
- [47] 李仲才. 安装新型护轮轨, 强化小半径曲线轨道结构. 铁道建筑, 2000, (2): 23
- [48] 高品贤. 振动、冲击及噪声测试技术. 西南交通大学出版社, 1999
- [49] 西南交通大学列车与线路研究所. 山区铁路小半径曲线轨道强化技术的试验研究报告. 成都, 2003
- [50] 王福天. 车辆系统动力学. 中国铁道出版社, 1994
- [51] 张军. 基于有限元法的轮轨蠕滑理论研究. 大连理工大学, 2003
- [52] 李庆华. 材料力学. 西南交通大学出版社, 1990
- [53] 洪瑚, 张立国. 提高轨枕承载能力、强化轨道结构: 介绍 III 型混凝土枕的设计. 铁道标准设计, 1994(11).-9-13
- [54] 中华人民共和国铁道部. 既有线提速技术条件. 中国铁道出版社, 2002
- [55] 李乔. 混凝土结构设计原理. 中国铁道出版社, 2001

[56] 嘉木工作室. ANSYS 5.7 有限元实例分析教程. 机械工业出版社, 2002

攻读硕士学位期间发表的论文及所参加的科研项目

1. 发表论文

- [1] 郜永杰, 翟婉明. 轨道结构强度的有限元分析. 交通运输工程学报, 2004,2 (已录用)
- [2] 翟婉明, 郜永杰. 有限元法在小半径曲线轨道强化中的应用. (待发表)

2. 参加的科研项目

- [1] 铁道部科技研究开发计划项目“山区铁路小半径曲线强化轨道的动力试验”; (参加)
 - [2] 铁道部秦沈客运专线综合试验科技攻关项目“秦沈客运专线桥上无碴轨道综合试验研究”。(参加)
-